INSTITUTUL POLITEHNIC IAŞI
FACULTATEA DE CONSTRUCŢII

II-12877

Prof. Dr. Ing. TUDOR SILION

GEOLOGIE GEOTEHNICĂ ŞI FUNDAŢII

VOL. II

— 1971 —

INSTITUTUL POLITEHNIC IASI
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

Prof.Dr. ing. TUDOR SILION

GEOLOGIE
GEOTEHNICA SI FUNDATII

Vol.II

MEHUNOI DE MOTANOI

061508
B.C.U. - IASI

- 1 9 7 2 -

DONATIA
TRAIAN IDRICEANU

D. Proprietăţile mecanice ale pămînturilor

Fenomene ce însoţesc deformaţia pămînturilor şi rocilo: stîncoase .

Pămînturile ce alcătuiesc terenul de fundaţie suferă o deformaţie sub acţiunea sarcinilor exterioare valoarea căreia este funcţie de mărimea sarcinei transmise , de suprafaţă pe c: se face transmiterea ei şi de durată de acţionare a sarcinei (fig.II.55).

Această deformaţie a terenului de fundaţie , se exterio: zează prin scufundarea în teren a corpului prin care se exercit presiunea respectivă, forma suprafeţei terenului schimbîndu-se în apropierea locului de aplicare al sarcinii.

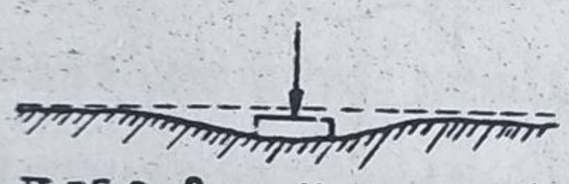


Fig.II.55. Deformaţia terenului de fundare.

Deformaţiile suprafeţei terenului apar în exterior şi au drept cauză defor ţiile din interiorul masivului de pămînt provocate de cîmpul de eforturi unitare creat de sarcina exterioară.

Aceste eforturi unitare dau naştere în interiorul masivu lui de pămînt unor fenomene care în exterior se reflectă prin d formaţiile menţionate anterior.

Fenomenele provocate în pămînt pot fi următoarele :

- deplasări reciproce ale agregatelor structurale sau al particulelor izolate (fig.II.56 a)

- distrugerea agregatelor structurale sau a particulelor de pămînt (fig.II.56 b).

- eliminarea apei din porii pămîntului , permiţînd astfe: o îndesare a elementelor sale constituente .

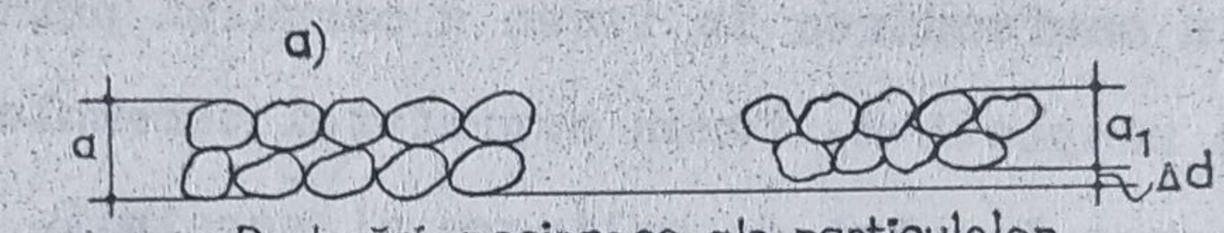
- deformaţia peliculelor de apă adsorbită în punctele

de contact ale particulelor argiloase (fig.II.57)

- comprimarea şi solvirea parţială a bulelor de aer închise în porii pămîntului, şi care nu au posibilitatea să fie eliminate

- deformaţii de altă natură , legate de proprietăţile elastice ale granulelor sau agregatelor de particule.

Rolul fiecărui din aceste fenomene în procesul general de deformare depinde de caracteristicile de bază ale pămînturilor analizate; printre care un rol important au: granulozitatea , forma particulelor , structura sa, conţinutul de apă şi altele .



Deplasări reciproce ale particulelor.

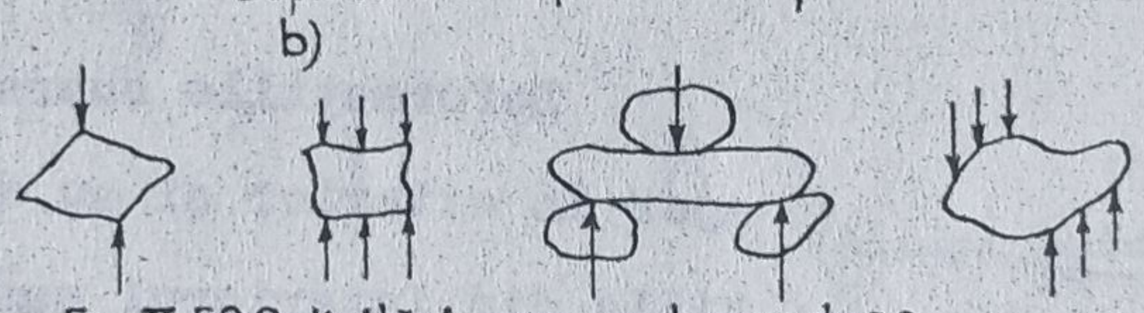


Fig.II.56.Solicitări care pot produce ruperea particulelor.

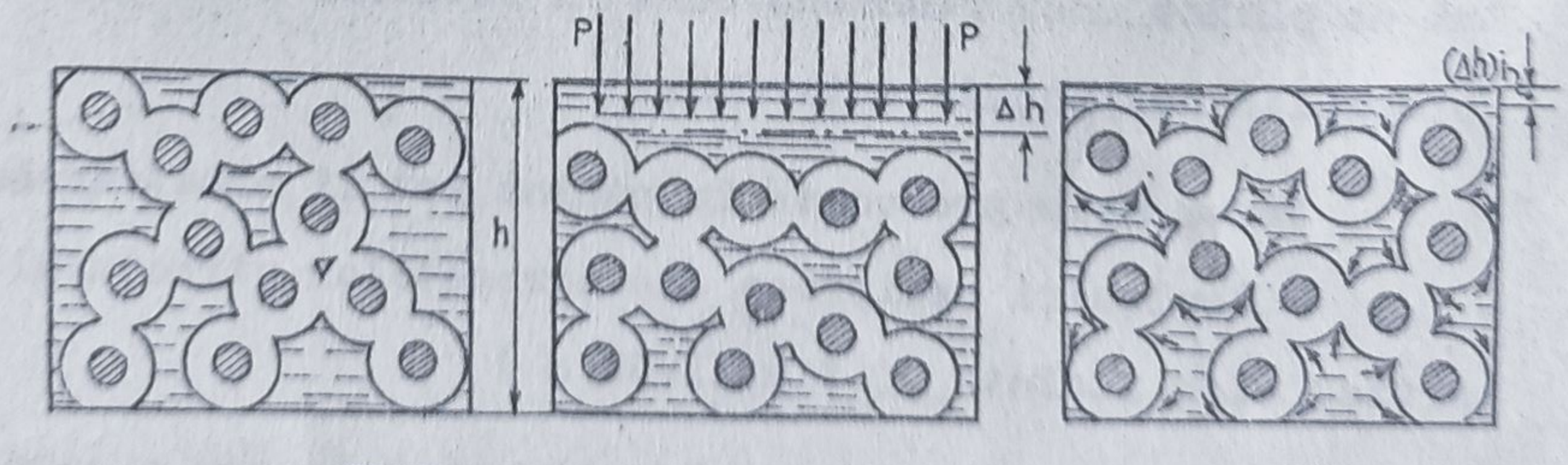


Fig.II.57. Deformaţia pămînturilor argiloase.

Deplasarea reciprocă a particulelor şi agregatelor structurale are un rol hotărîtor în deformarea unor pămînturi necoezive sau a unor pămînturi cu structura deranjată ca cele din care sînt alcătuite terasamentele căilor de comunicaţii, barajele de pămînt , digurile, Dacă eforturile unitare care apar în masivul de pămînt depăşesc rezistenţa legăturilor din punctele de contact dintre diferitele particule sau agregate, rezultă deplasarea acestora într-o poziţie nouă mai stabilă.

Distrugerea agregatelor structurale sau a particulelor are loc cînd eforturile unitare devin mai mari decît rezistenţa acestor agregate structurale (forţele de legătură dintre particulele ce alcătuesc acest agregat) sau a materialului din care este alcătuită particula.

Eliminarea apei şi aerului se produce datorită faptului că prin încărcarea pămîntului o parte din sarcină revine şi acestor faze , datorită deformării scheletului mineral. Presiunea în apă dă naştere unui gradient hidraulic care produce deplasarea ei din interiorul masivului încărcat spre zonele în care această încărcare nu există.

Timpul necesar eliminării apei din zona încărcată depinde de permeabilitatea pămîntului

Eliminarea aerului are loc repede şi poate avea o acţiune amortizoare asupra procesului de deformare a terenului numai în cazul sarcinilor dinamice şi dacă este aer închis în porii pămîntului.

Trebuie menţionat de asemenea că eliminarea apei fiind condiţionată de permeabilitate , este posibil ca la o durată scurtă de acţionare a forţei şi o permeabilitate redusă, apa să nu poată fi eliminată în timpul încărcării pămîntului.

Variaţia grosimii peliculelor de apă legată are un rol important în cazul deformaţiilor pămînturilor argiloase fin dispersate . La argilele plastice , grosimea peliculelor de apă este de acelaşi ordin de mărime cu particula. Sub presiunea exercitată asupra particulelor , moleculele de apă de la marginea peliculei adsorbite, datorită atracţiei mai mici ce se exercită asupra lor sînt împinse afară la locul de contact între cele două particule.

Aceasta are ca urmare o mărire a coeziunii electromoleculare . Deplasarea apei eliminate se face spre interior sub influenţa rezultantei forţelor de atracţie moleculară denumită forţă de pătrundere prin despicare. Valoarea ei este cu atît mai mare , cu cît distanţa între particule este mai mică . Pătrunderea moleculelor de apă între particule produce depărţarea forţată a acestora, dar această forţă fiind mai mică decît coeziunea moleculară care a crescut prin apropierea particulelor, nu este posibilă în pămînt o revenire completă la starea iniţială.

2. Compresibilitatea pămînturilor şi a rocilor stîncoase

Compresibilitatea pămînturilor

Cunoaşterea capacităţii unui pămînt de a se deforma ,denumită compresibilitate , este una din problemele importante din mecanica pămînturilor . Determinarea ei ne dă posibilitatea de a prevedea deformaţiile verticale şi orizontale care se produc sub acţiunea sarcinilor transmise de fundaţii.

La pămînturi , după cum s-a văzut , deformaţiile se datoresc unor serii de schimbări ce se produc în pămîntul respectiv , un rol hotărîtor avînd aici deplasările provocate de schimbarea poziţiei reciproce a elementelor componente (particule sau microagregate) în urma depăşirii rezistenţei forţelor de legătură care acţionează pe suprafeţele lor de contact.

Considerînd că pămîntul ar fi un mediu continuu se poate stabili o relaţie între presiunea ce se exercită şi deformaţia la care ea dă naştere ,în mod similar ca la celelalte materiale de construcţii.

Valoarea care se obţine pentru modulul de deformaţie al întregei mase de pămînt, în această ipoteză este mult mai mică decît valoarea modului de deformaţie al granulelor care alcătuiesc scheletul mineral al pămîntului. Diferenţa aceasta a dus la ideea de a se neglija deformaţiile granulelor scheletului solid în comparaţie cu cea a pămîntului (a ansamblului de granule)şi de a se considera că deformaţia unui pămînt s-ar datori numai reducerii volumului de goluri, adică a porozităţii sale.

Prin reducerea porozităţii sale , în pămînt se obţine o aşezare mai densă a granulelor , o mărire a numărului suprafeţelor lor de contact şi a presiunii ce se exercită asupra lor sau o reducere a grosimii peliculelor de apă adsorbită reducîndu-se distanţa între centrele de greutate ale particulelor .Ca urmare vin în contact straturi din apa peliculară cu vîscozitate mai mare sau creşte suprafaţa zonelor de contact dintre granule , ceea ce măreşte rezistenţa pămîntului la sarcini exterioare .Din acest motiv procesul de reducere a porozităţii a căpătat denumirea de consolidare.

Pentru stabilirea relaţiei dintre efortul unitar şi variaţia porozităţii , se consideră următoarea schemă de calcul care caută să modeleze fenomenul real ce se întîmplă sub fundaţie.

O coloană de pămînt de înălţime h , situată în centrul unei fundaţii , care prezintă deformaţii practic numai pe verticală din cauza simetriei încărcării, şi a frecării ce se produce în două plane paralele cu planul tălpii fundaţiei, suferă o scur-

tare sub sarcina aplicată avînd valoarea Δh.

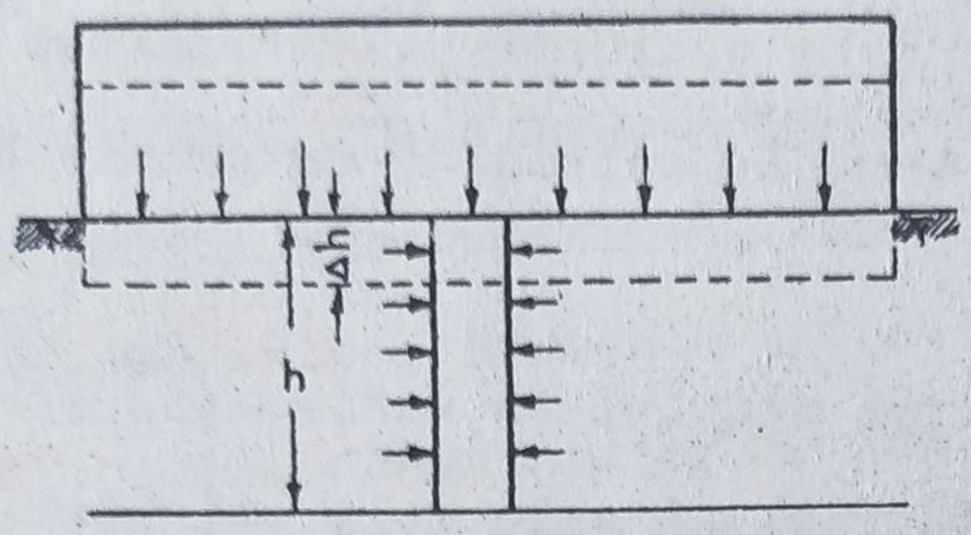


Fig.II.58 Model pentru deformații verticale fără deplasări orizontale.

Această schemă de calcul corespunde unei probe de pămînt care are numai deformaţii pe verticală , deformaţiile ei transversale fiind împiedecate . In laborator aparatul care modelează această schemă de calcul este edometrul .

Pămîntul fiind un sistem dispers , în primul moment al încărcării, sarcina se va distribui la fazele din care este alcătuit .Aerul şi apa preiau o parte din sarcina exterioară, care provoacă deplasarea lor în afara zonei comprimate . Presiunea preluată de apă poartă denumirea de presiune neutrală. Ea scade pe măsură eliminării apei din porii pămîntului, fiind preluată de scheletul solid care suferă noi deformaţii sub sporul nou de sarcină . Presiunea preluată de scheletul mineral a fost denumită presiune efectivă (pe).

Procesul menţionat de transferare a presiunii de la faza lichidă la faza solidă , ajunge să se termine în momentul eliminării întregului volum de apă care împiedecă deformaţia scheletului sub sarcină, scheletul în acel moment preluînd toată sarcina exterioară şi prezentînd o deformaţie corespunzătoare acestei sarcini.

In cadrul procesului de consolidare , care necesită un anumit interval de timp, este valabilă relaţia :

$$p_t = p_e + p_n \cdot \quad p_t = \text{presiunea totală.}$$

Presiunile neutrale mai sînt cunoscute şi sub denumirea de presiunea apei din pori , notată cu U , o sarcină exterioară

nefiind însă singura cauză care le provoacă.

Dacă luăm o probă de pămînt argilos saturat , avînd o umiditate egală cu limita de curgere w_L şi îl încărcăm în edometru la presiuni din ce în ce mai mari se poate stabili prin măsurarea deformaţiilor ei verticale, variaţia corespunzătoare a porozităţii.

Corelaţia grafică dintre presiune şi indicele porilor este dată în mod principial în fig. II.59.

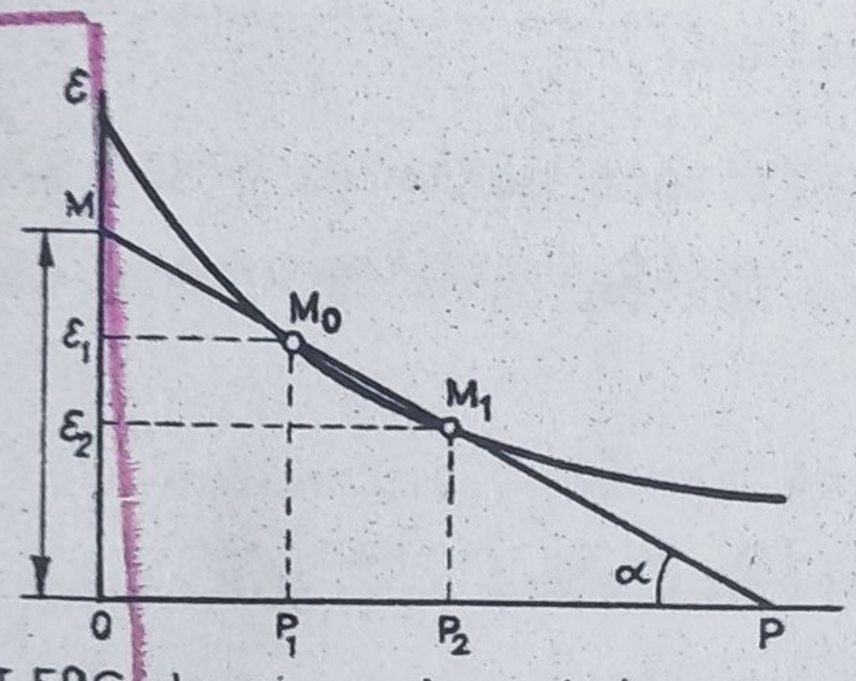


Fig.II.59.Curba compresiune-indicele porilor.

B.C.U. M. „EMINESCU" IAŞI
GEOLOGIE-GEOGRAFIE

Din grafic rezultă că variaţia indicelui porilor pentru o anumită diferenţă de presiuni dată scade cu cît presiunile sînt mai mari, respectiv este valabilă relaţia:

$$\frac{e_i - e_{i+1}}{\Delta p} = \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \frac{c}{p}$$

sau

$$\frac{de}{dp} = - \frac{c}{p} = - c_c \quad (II.1)$$

c este un factor de proporţionalitate specific fiecărui pămînt şi poartă denumirea de indice de compresibilitate .Raportul $c_c = \frac{c}{p}$ a fost denumit indice de compresiune şi vedem că este o funcţie a mărimii presiunii exercitate.

Dacă ne propunem să calculăm mărimea variaţiei indicelui porilor prin creşterea presiunii de la valoarea p_1 la valoarea p_2 , folosim expresia diferenţială de mai sus .

$$de = - \frac{c}{p} dp \cdot \int_{e_1}^{e_2} de = - c \int_{p_1}^{p_2} \frac{dp}{p}$$ de unde

$$e_2 - e_1 = - a \ln \frac{p_2}{p_1} \qquad (\text{II}.2)$$

Din această relaţie se poate determina valoarea indicelui de compresibilitate

$$a = \frac{e_1 - e_2}{\ln \frac{p_2}{p_1}}$$

Relaţia se recomandă pentru pămînturi puternic compresibile şi pentru o scară largă de presiuni.

Pentru pămînturi de compresibilitate medie şi o diferenţă de presiuni redusă arcul de curbă se înlocuieşte în coarda corespunzătoare , relaţia devenind

$$e_2 - e_1 = - a (p_2 - p_1) \quad \text{sau}$$

$$e_1 - e_2 = a (p_2 - p_1) . \qquad (\text{II}.3)$$

Legătura dintre deformaţia verticală a probei de pămînt şi valoarea corespunzătoare a variaţiei indicelui porilor se poate stabili în felul următor:

Se consideră o probă de pămînt cilindrică avînd înălţimea h şi secţiunea transversală A. In urma încărcării ei cu o sarcină uniform distribuită p, ea se scurtează cu cantitatea Δh. Proba neputîndu-se deforma transversal , şi deformaţia producîndu-se numai prin reducerea volumului de goluri putem scrie expresiile pentru volumul total al acestor probe exprimat funcţie de dimensiunile ei, volumul golurilor şi al scheletului ei (fig. II.6o).

$$V_1 = A \cdot h_1 = V_s + V_{g1} = V_s \left(1 + \frac{V_{g1}}{V_s} \right) = V_s (1 + e_1)$$

$$V_2 = A \cdot h_2 = V_s + V_{g2} = V_s \left(1 + \frac{V_{g2}}{V_s} \right) = V_s (1 + e_2)$$

împărţind cele două relaţii obţinem :

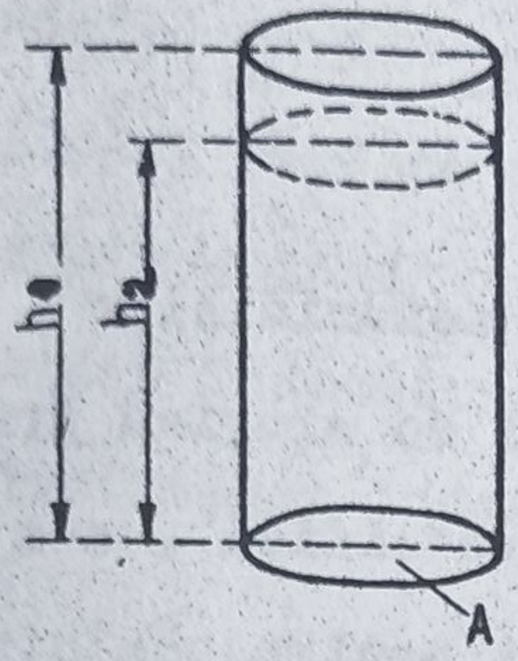


Fig.II60 Compresibilitatea pămîntului cu deformare laterală împiedicată.

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1 + e_1}{1 + e_2}$$

Indicele porilor corespunzător înălţimii h_2 poate fi exprimat funcţie de indicele porilor e_1 şi a diferenţei dintre cei doi indici ai porilor

e_1 şi e_2 $\qquad e_2 = e_1 - \Delta e$

de unde

$$\frac{h_1}{h_2 - h_1} = \frac{h_1}{-\Delta h} = \frac{1 + e_1}{e_2 - e_1} \quad \text{sau} \quad \frac{\Delta h}{h_1} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (II.4)$$

Cunoscînd indicele porilor e_1 şi valoarea lui h_1 şi Δh se poate calcula indicele porilor e_2.

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta h}{h}(1 + e_1)$$

Această relaţie ne permite să calculăm tasarea unui strat de înălţime h_1, din natură dacă pe toată grosimea lui avem un spor de efort unitar, uniform .

Pentru aceasta înmulţim expresia (II.4) cu $\frac{p_2 - p_1}{p_2 - p_1}$

adică cu sporul de sarcină. Obţinem

$$\frac{\Delta h}{h_1} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot \frac{p_2 - p_1}{p_2 - p_1} = m_v (p_2 - p_1)$$

de unde

$$\Delta_h = m_v (p_2 - p_1) h_1 \qquad (II.5)$$

m_v - a fost denumit , coeficient de compresibilitate

volumică şi are expresia

$$m_v = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot \frac{1}{p_2 - p_1}$$

Avînd în vedere faptul că în rezistenţa materialelor , caracteristica de deformabilitate a unui material se exprimă prin raportul dintre efortul unitar şi deformaţie specifică , s-a căutat posibilitatea unei exprimări analoage şi pentru pămînturi.

S-a definit astfel modulul de deformaţie liniară edometric M, care se poate calcula cu expresia :

$$M = \frac{p_2 - p_1}{\frac{\Delta h_2}{h_o} - \frac{\Delta h_1}{h_o}} \qquad (\text{II}.6.)$$

Pentru a stabili o corelaţie între coeficientul de compresibilitate volumică şi modulul de deformaţie liniară edometric, se înlocuiesc expresiile $\frac{\Delta h_2}{h_o}$ şi $\frac{\Delta h_1}{h_o}$

$$M = \frac{p_2 - p_1}{\frac{e_o - e_2}{1 + e_o} - \frac{e_o - e_1}{1 + e_o}} = \frac{p_2 - p_1}{e_1 - e_2}(1 + e_o)$$

Se observă că între cei doi indici există relaţia $M = \frac{1}{m_v}$

Modulul de deformaţie edometric se măsoară în N/cm^2 .

Valorile medii pentru modulul de deformaţie liniară edometric la diferite pămînturi rezultă din tabelul II.

Tabelul II

Natura materialului	Valoarea materialului de deformaţie liniară edometric , N/cm^2
Pămînt argilos plastic moale	150 - 400

Pămînt argilos plastic consistent	400 - 800
Pămînt argilos plastic vîrtos	800 -1500
Nisip afînat	1000 -2000
Nisip îndesat, compact	5000 -8000
Pietrişuri îndesate	10000 -20.000

Pentru pămînturile saturate se pot determina condiţiile de deformare şi prin cîntărirea probei după fiecare încărcare şi determinarea umidităţii ei , dat fiind că toate golurile sînt umplute cu apă . In acest caz există o interdependenţă între umiditatea la saturaţie şi indicele porilor.

$$W_{sr} = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} \quad \text{de unde} \quad e = \frac{w_{sr} \cdot \gamma_s}{\gamma_w}$$

Dacă ne referim la factorii care determină mărimea compresibilităţii unui pămînt, funcţie de tipul de pămînt , s-a constatat că la un nisip avînd acelaşi indice al porilor compresibilitatea creşte cu rotunjimea granulelor componente şi cu gradul de uniformitate . La argile factorii care influenţează compresibilitatea sînt: conţinutul iniţial de apă , preconsolidarea (sarcina pe care a suportat-o argila anticipat) şi caracterul complexului de adsorbţie în sensul că un pămînt argilos este cu atît mai puţin compresibil cu cît capacitatea de hidratare a cationilor este mai mică , cu cît treptele de încărcare sînt mai mici şi cu cît structura sa este mai puţin tulburată.

Valoarea indicilor care reflectă compresibilitatea unui pămînt argilos depinde de starea lui de consistenţă .

La nisipuri indicii sînt funcţie de gradul de îndesare al nisipului (fig.II.61) . Bucla histerezis aproape că nu există, ramurile curbelor de compresiune, descărcare coincizînd aproape . Aceste ramuri sînt reprezentate prin drepte aproape

orizontale.

S-a stabilit de asemenea şi o legătură între indicele de compresiune c_c şi limita de curgere (fig.II.62).

$$c_c = 0,007(W_L - 1o)$$

Această relaţie poate da însă faţă de realitate erori de ± 30%.

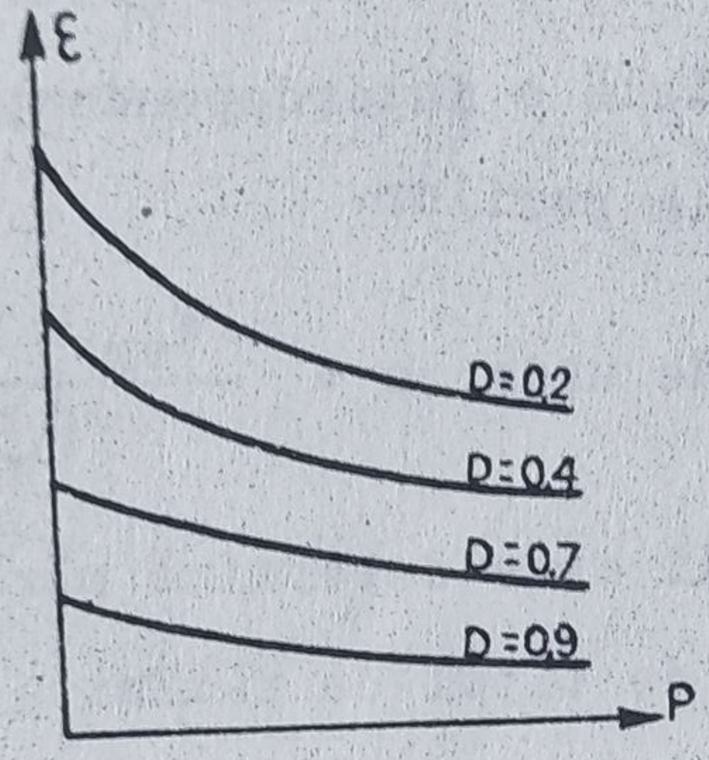


Fig.II.61.Curba porozitate - compresiune pentru nisip funcţie de gradul de îndesare.

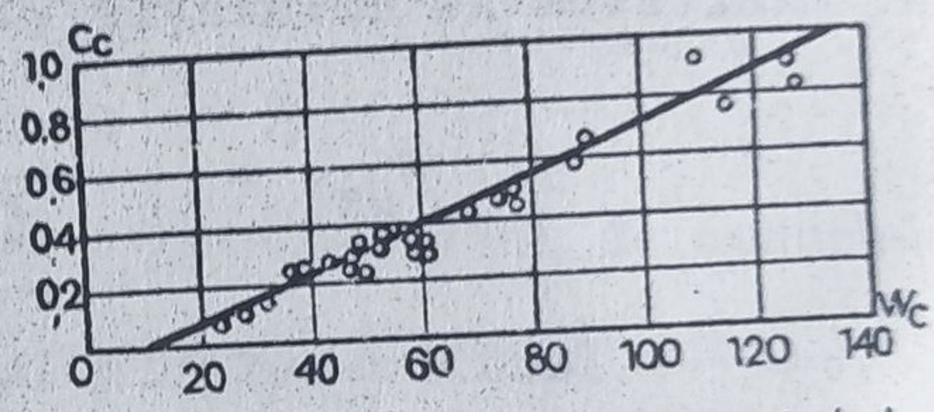


Fig.II.62.Corelaţia dintre coeficientul de compresibilitate şi limita de curgere.

Se poate defini o umiditate critică din punct de vedere al compresibilităţii care este umiditatea la care deformaţia

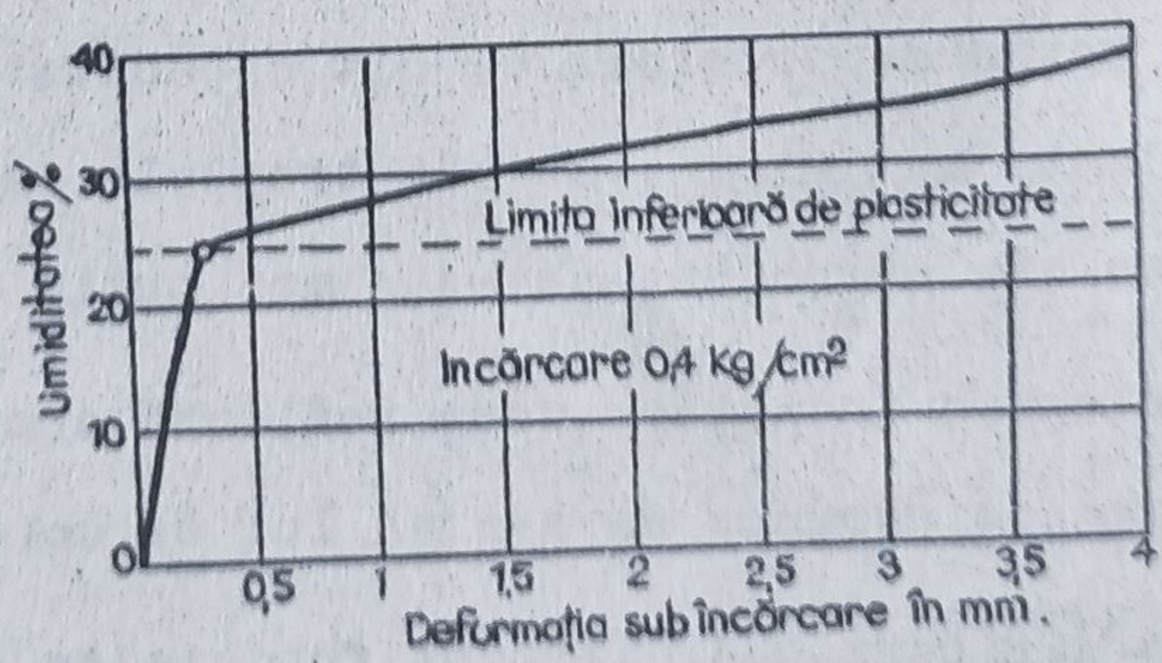


Fig.II.63.Umiditatea critică.

creşte mult la o treaptă de încărcare dată, dacă se dă un mic spor acestei umidităţi(fig.II.63) .

La argile se poate stabili o corelaţie între indicele de plasticitate şi indicele de compresibilitate. Presupunînd că pămîntul este saturat , se poate scrie

$$e = \frac{w_{sr} \cdot \gamma_s}{\gamma_w}$$

Determinînd intervalul de presiuni în care umiditatea se reduce de la limita de curgere la limita de plasticitate ,şi presupunînd că porozitatea variază liniar în acest interval se poate scrie:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_L - e_p}{\Delta p} = \frac{\frac{w_L \gamma_s}{\gamma_w} - \frac{w_p \gamma_s}{\gamma_w}}{\Delta p} =$$

$$= \frac{(w_L - w_p)}{\Delta p} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$$C_c = \frac{I_p \cdot \gamma_s}{\Delta p \cdot \gamma_w}$$

Legînd compresibilitatea de umidităţile caracteristice s-au găsit următoarele corespondenţe:

w_L = 0,05 - 0,1 daN /cm^2

w_p = 5 - 7 daN/cm^2

w_s = 60 - 100 daN/cm^2

La aceste umidităţi , volumul unei argile cu umiditate iniţială mare şi cu structura deranjată , corespunde comprimării ei la presiunile arătate.

In realitate problema studierii compresibilităţii unui pămînt este mai complicată deoarece pămînturile pe care le întîlnim în stratificaţia terenului de fundaţie, suportă în prezent

sarcina provenită din straturile de deasupra (deci au o îndesare anumită) denumită sarcină geologică, iar în trecut se poate să fi suportat şi sarcini mai mari provenite din straturi care ulterior au fost erodate.

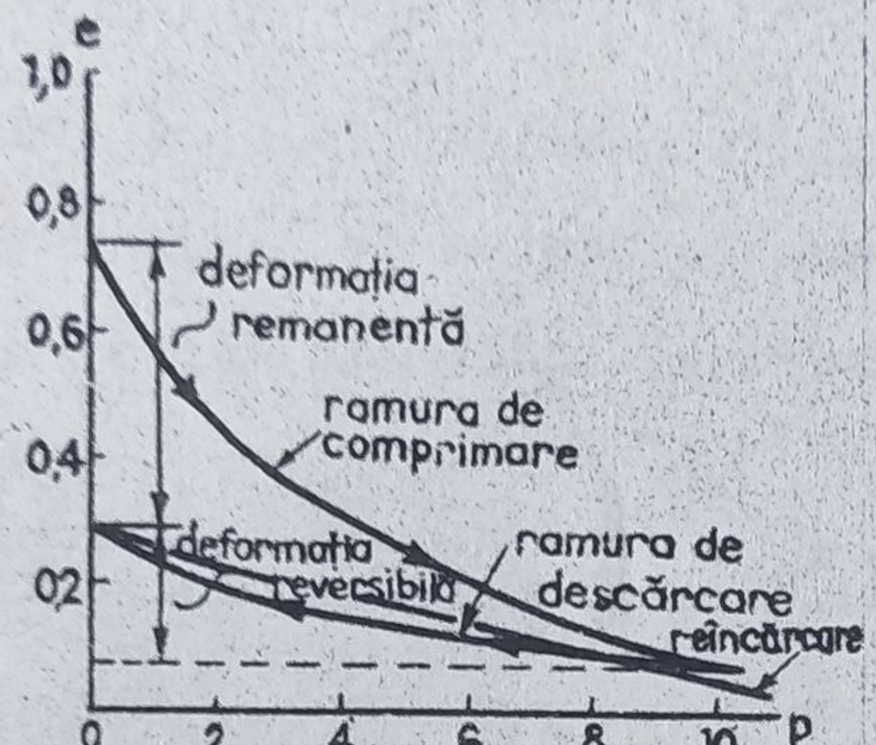


Fig.II.64 Curba compresiune-indicele porilor.

Săparea gropii de fundaţie duce la descărcarea pământului , iar executarea construcţiei , la încărcarea lui din nou , deci la reîncărcarea lui.

Din acest motiv este necesar să analizăm nu numai fenomenul de încărcare a unui pământ ci şi fenomenul încărcării , descărcării şi reîncărcării sale (fig.II.64).

Porţiunea aproape orizontală la începutul descărcării se explică prin faptul că forţele de coeziune mărite prin reducerea porozităţii probei se opun la început tendinţei de pătrundere a apei din afară , printre particulele solide.

Indicele porilor pentru presiunea p... are două valori una pentru prima comprimare , şi alta mai mică pentru recomprimare.

Se formează o curbă histerezis a cărei înclinare este cu atît mai mare cu cît presiunea iniţială este mai mare.

Prin descărcare neajungîndu-se la indicele iniţial al porilor rezultă că comprimarea produce o deplasare relativă a granulelor scheletului într-o nouă poziţie. Rezultă deci că această comprimare este însoţită de o lunecare interioară relativă a granulelor,care inevitabil duce la o distrugere a structurii iniţiale. Rezistenţa la compresiune a unui pământ este prin urmare condiţionată în mare măsură de rezistenţa sa la forfecare.

Pentru liniile de descărcare şi recomprimare se pot stabili expresii analitice analoage ca pentru comprimarea iniţială se schimbă numai coeficienţii.

$$e_1 = e_o + C_u \ln \frac{p}{p_o}$$ la descărcare

$$e_1 = e_o - C_c' \ln \frac{p}{p_o}$$ la recomprimare

C_u - este indice de umflare , iar C_c' , indice de recompresiune. In mod obişnuit

$$C_c' \simeq C_u .$$

In practică se întîlneşte deseori cazul solicitărilor scurte şi repetate. Deformaţia care se obţine , se datoreşte unei stări de eforturi unitare la care nu este suficient timp de a se realiza deformaţia completă sub sarcină.

La sarcini egale, deformaţia va creşte cu creşterea numărului de cicluri de încărcare şi descărcare . Acest lucru se explică prin faptul că echilibrul se strică prin descărcare ,dat fiind că prin comprimare unele granule se îmbucă într-o poziţi instabilă . De asemenea îi revine aici un rol important forţei de despicare a apei . După cum s-a văzut reîncărcarea, duce la o creştere a tasării , ceea ce înseamnă că reîncărcările numeroase se duc la o mai accentuată îndesare; deformaţiile corespunzătoare fiecărei reîncărcări fiind însă din ce în ce mai mici.

S-a constatat de asemenea că deformaţiile remanente scad mai repede ca cele elastice. La un număr mare de încărcări - descărcări deformaţiile capătă caracterul unor deformaţii aproape elastice.

La reîncărcare curbele coincid cu cele de descărcare deoarece deformaţiile permanente s-au consumat deja (fig.II.65).

Necoincidenţa în practică a celor două ramuri se explică prin faptul că la vitezele de deformare obişnuite, deformaţia nu se poate dezvolta complet şi apare o buclă histerezis . La un teren neomogen se mai adaugă şi faptul că la reîncărcare apar deformaţii remanente noi.

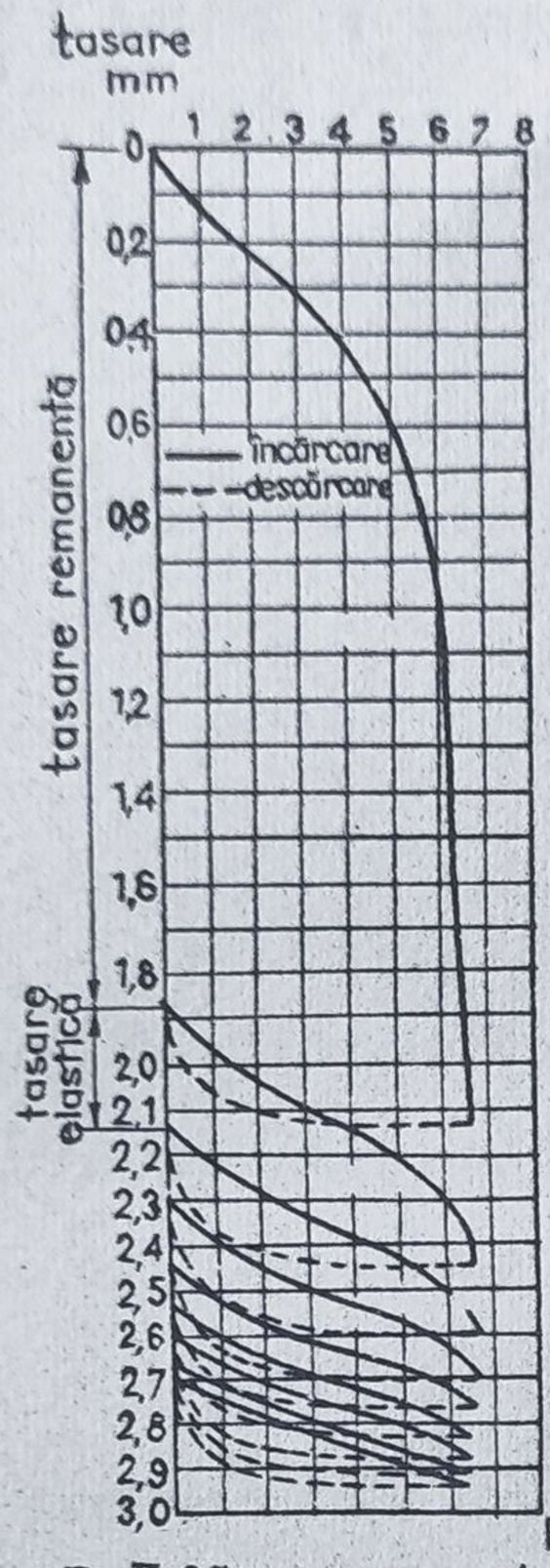


Fig.II.65 Încărcări repetate

Deoarece în mod obişnuit în construcţii, tasarea se datoreşte unor straturi de argilă de consistenţă scăzută aşezată între două straturi de nisip, care este mai puţin compresibil sau de argile de consistenţă mai ridicată s-a adaptat la schema de calcul volumul de pământ cu dilatarea transversală împiedecată.

Aderenţa care există în acest caz pe suprafeţele de contact ale acestor straturi , împiedecă în majoritatea cazurilor deplasarea laterală a argilei moi astfel că schema adoptată corespunde fenomenului real . La această aderenţă se adaugă şi efectul de împiedecare a deformaţiei provocat de pământul aflat lateral împrejurul volumului de pământ considerat.

In cazul real se poate întîmpla uneori ca această deplasare laterală să fie numai parţial împiedecată.

Deoarece în practică este greu să se determine gradul în care deformaţia laţerală este împiedecată , pentru a avea o imagine a efectului de împiedecare se consideră şi cazul unui pământ care nu este împiedecat lateral, cele două cazuri reprezentînd situaţii extreme posibile.

Modulul ce caracterizează deformabilitatea pământului în

acest caz poartă denumirea de modulul de deformaţie liniară.

Raportul dintre creşterea efortului unitar ce ia naştere pe suprafaţa laterală datorită împiedecării deplasării laterale şi creşterea sarcinei verticale a fost denumit coeficient de presiune laterală în stare de repaus.

$$K_o = \frac{dq}{dp} \qquad (II.7)$$

Acest coeficient poate fi privit ca o constantă relativă a terenului. Din această relaţie diferenţială , prin integrare se poate determina valoarea presiunii laterale în stare de repaus.

$$dq = K_o\, dp$$

$$q = K_o \cdot p + C$$

Constanta de integrare C reprezintă presiunea laterală în stare de repaus în cazul că p = o .

In pământuri prăfoase afînate (dacă neglijăm greutatea proprie) vom avea p = o , q = o şi deci C = o .

La un pământ uscat, îndesat în straturi pentru p = o vom avea o presiune laterală q_o, valoarea lui C rezultînd q_o.

La un teren coeziv umed (de ex. o argilă nisipoasă) deformaţiei transversale provocate de sarcina verticală i se opune presiunea capilară care dă naştere angrenajului capilar (coeziunii aparente).

aici pentru p = o $\quad q = -p_k$, de unde rezultă

$$q = Kop - pk$$

Unii autori explică valoarea negativă a presiunii orizontale prin rezistenţa structurală a pământului (fig.II.66) . In această situaţie ($p \leq p_c$) pământul poate prelua sarcini,fără a se deplasa lateral . La nisipuri p_c = o sau negativ la un

nisip îndesat.

Mărimea lui K_o se poate determina teoretic punînd condi-

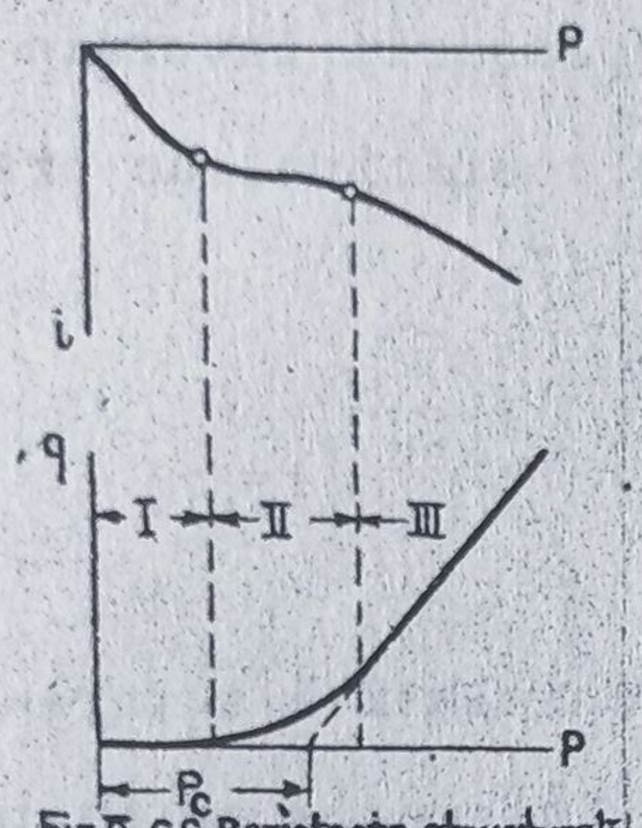


Fig.II.66. Rezistenta structurală a pămîntului.

ţia că deformaţia specifică transversală să fie 0 folosind relaţia generalizată a lui Hooke.

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}\left[\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1)\right]$$

Proba fiind considerată cilindrică

$$p = \sigma_1 \text{ şi } q = \sigma_2 = \sigma_3$$

$$q = \frac{\nu}{1-\nu} p \quad \text{şi deci} \quad q = K_o p \quad K_o = \frac{\nu}{1-\nu} \qquad (II.8)$$

ν - coeficientul lui Poisson

Pentru pămînturi se dau următoarele valori

	ν	K_o
nisip	o,26 - o,29	o,35 - o,41
argilă nisipoasă	o,22 - o,41	o,5o - o,7o
argilă	o,41 - o,43	o,7o - o,74

Mărimea coeficientului K_o la nisipuri depinde de gradul lui de îndesare . La nisip îndesat este o,49 , la nisip de îndesare medie o,52 iar la nisip afînat o,64. Pentru argilele moi valoarea lui este aproximativ egală cu 1 .

La nisipul îndesat s-a constatat că valoarea lui k_o este o funcţie a presiunii verticale. La presiuni mici este o,25 iar la presiuni mari dacă apar deplasări relative reciproce între particule şi frecări creşte pînă la 1. La nisip îndesat înainte de distrugere , coeficientul K_o este mai mare decît 1.

In rezistenţa materialelor încercările la compresiune se fac cu dilatare transversală neîmpiedecată . La pămînturi

ea este posibilă numai pentru pămînturi coezive.

Modulul de compresibilitate se poate determina din tangenţa dusă în origine la curba de compresiune - deformaţie specifică, din secanta buclei histerezis sau unind originea cu un punct caracteristic al curbei.

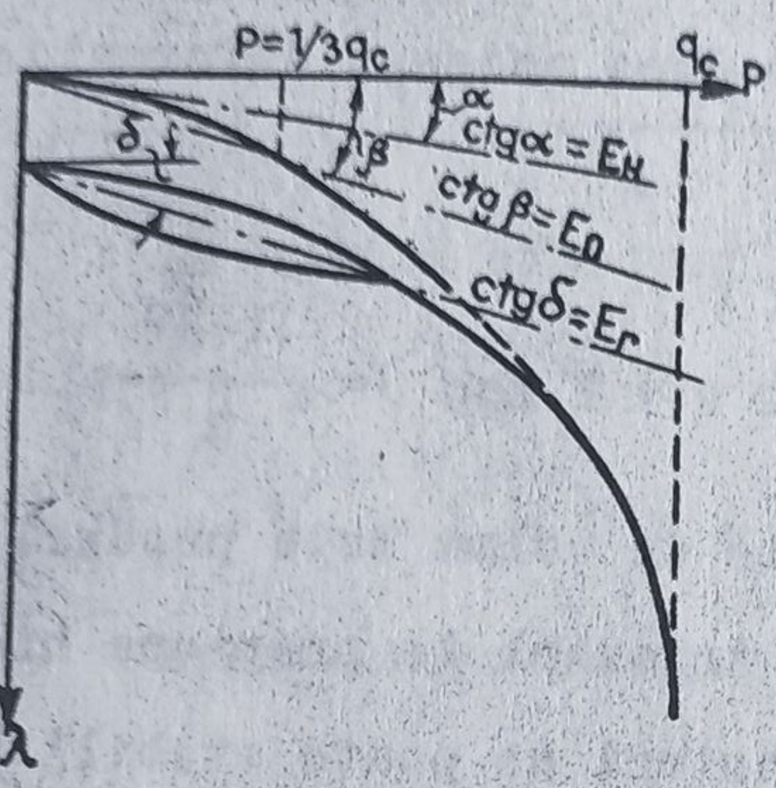


Fig II.67. Deformaţia unui pămînt argilos în aparatul monoaxial.

In practică, presiunea transmisă , pentru a nu provoca curgerea plastică a pămîntului , trebuie să fie $\frac{1}{3}$ din sarcina critică de rupere, aceasta determinînd un punct caracteristic pe curbă.

Intre modulul de compresibilitate determinat în aparatul monoaxial şi cel determinat în edometru se poate stabili o relaţie echivalînd , deformaţiile verticale în ambele cazuri , şi avînd în vedere stările specifice de eforturi unitare.

$$\varepsilon = \frac{p}{M} = \frac{1}{E}\left[p - 2p \frac{\nu^2}{1-\nu} \right] \quad \text{de unde}$$

$$E = M\left[1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right]$$

Pentru pămînturi necoezive se poate folosi încărcarea în triaxial pentru a determina modulul de compresibilitate.Curbele de compresiune - indicele porilor în acest caz se pot construi mai exact decît în edometru . Construcţia curbei se face ţinînd seama de variaţia porozităţii funcţie de presiunea ce se aplică din toate părţile . (hidrostatică).

Dacă presiunea este hidrostatică , variaţia relativă de volum va fi :

$$\frac{dV}{V} = \frac{1 - 2\nu}{E}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{3p'}{E}(1-2\nu)$$

In edometru presiunea care produce aceeaşi deformaţie relativă de volum va fi :

$$\frac{dV}{V} = \frac{1 - 2\nu}{E}(p + 2\,kop) = \frac{1-2\nu}{E}p(1+2K_o)$$

Se observă că aceeaşi variaţie de volum este produsă de presiuni diferite în edometru şi în triaxial la presiune hidrostatică . Legătura dintre aceste presiuni se poate stabili prin echivalarea deformaţiilor relative de volum . Se obţine

$$p = \frac{3p'}{1 + 2K_o}$$

Reducerea porozităţii unui pământ poate fi urmarea uscării în aer a pământului, sub influenţa forţelor de presiune capilară .

O probă de pământ scoasă din zăcământ are tendinţa să se umfle, apa din pori rămînînd constantă , presiunile pe suprafeţele exterioare sînt înlocuite cu presiuni capilare echivalente. La suprafeţele limită apar meniscuri.

In acest caz se poate calcula echivalentul presiunii capilare, prin intermediul valorii indicelui natural al porilor şi folosind ramura principală de compresiune.

Presiunea capilară se presupune egal repartizată pe toate feţele unui cub de pământ.

Efortul unitar mediu $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = p_k$

Presupunînd în edometru o presiune p_s, aceasta va trebui să fie echivalentă cu presiunea capilară şi sarcina geologică.

Se pune condiţia ca sub acţiunea acestor eforturi unitare, deformaţia de volum să fie identică în ambele cazuri.

Pentru edometru se poate scrie $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)\frac{1-2\nu}{E} = (p_s + 2k_o p_s)\cdot\frac{1-2\nu}{E}$.

In natură eforturile unitare din presiunea capilară vor fi $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3p_k$ iar cele din sarcina geologică $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \gamma_a h(1 + 2K_o)$.

Echivalenţa se va scrie sub forma

$$p_s(1 + 2K_o)\frac{1-2\nu}{E} = \left[3p_k + \gamma_a h(1 + 2K_o)\right]\frac{1-2\nu}{E} \text{ de unde } p_k = \frac{(p_s - \gamma_a h)(1 + 2k_o)}{3}$$

Din diagramă pentru e_{nat} se poate citi valoarea p_s.

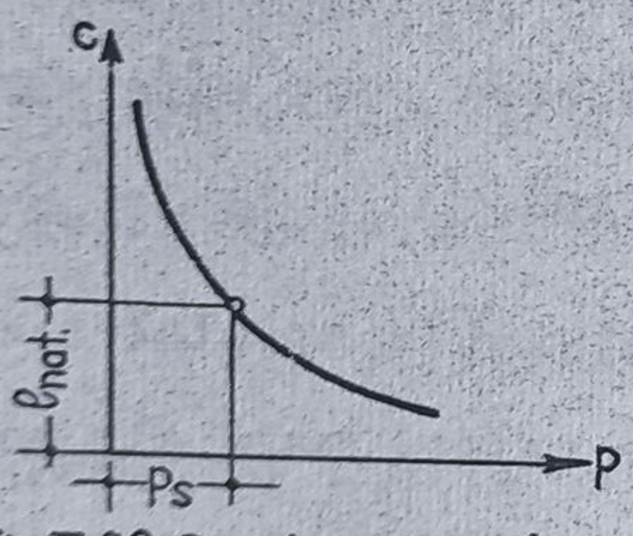


Fig.II.68. Presiunea capilară.

Compresibilitatea rocilor stîncoase determinată pe epruvete.

Pentru a se exprima modul de comportare al rocilor stîncoase la acţiunea sarcinilor , s-a introdus noţiunea de modul de compresibilitate E_c, definit ca

$$E_c = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon_v}$$

ε_v - deformaţie specifică volumetrică .

Pentru materiale elastice , modulul de compresibilitate (volumetrică E_c) are valoarea

$$E_c = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

E - modulul de elasticitate (modulul lui Young)

ν - coeficientul lui Poisson .

Analizînd compresibilitatea granitelor, gabbrourilor şi diabazelor funcţie de efortul unitar , se constată că ea este mare la valori mici , depăşind compresibilitatea medie a mineralelor componente . La granit ea se apropie de compresibilitatea mineralelor componente odată cu creşterea presiunii.

Pe măsură ce în compoziţia rocilor eruptive scade , conţinutul de cuarţ, feldspat şi mică,creşte modulul de compresibilitate , şi scade influenţa efortului unitar asupra lui.

La rocile magmatice care conţin elemente melanocrate modulul de compresibilitate ajunge la valori maxime care însă nu depăşesc valorile corespunzătoare pentru elementele mineralogice. Valoarea sa este independentă de mărimea presiunii pentru gama de 2.000 - 10.000 daN/cm^2. Rezultă că la aceste roci coeziunea de aderenţă dintre granulele ce alcătuesc roca este apropiată de coeziunea din reţeaua lor cristalină.

Compresibilitatea rocilor carbonatate(în special a marmurelor) este mare la presiuni mici. La valori mari ale acesteia (peste 2.000 daN/cm^2), compresibilitatea acestor roci ajunge la valori apropiate de cea a calcitului. Ea rămîne aproape constantă cu creşterea presiunii.

Intrucît rocile de natură magmatică , metamorfică şi în mare parte şi cele de origine sedimentară sînt asociaţii de cristale mono sau poliminerale , respectiv de particule alcătuite din cristale , proprietăţile elastice ale acestora depind de proprietăţile elastice ale cristalelor componente.

La cristale proprietăţile elastice variază după direcţiile de simetrie pe care le au.

Relaţia liniară între eforturi unitare şi deformaţii variază între limite, diferite pentru fiecare axă de simetrie în parte. Rezultă că limita de elasticitate va avea valori diferite după fiecare axă de simetrie în parte.

La roci în afară de mărimea efortului unitar , mai intervin şi alţi factori specifici condiţiilor în care lucrează ele printre care cei mai importanţi sînt temperatură ,durata de acţiune a eforturilor unitare şi natura efortului (compresiune sau tracţiune).

Avînd în vedere cele arătate elasticitatea unei roci poate fi concepută numai ca o valoare statistică medie, care caracterizează materialul respectiv.

Caracteristicile elastice ale rocii se pun în evidenţă prin : curba caracteristică, limita de elasticitate , modulul de elasticitate , modulul de tăiere , deformaţia specifică la rupere şi coeficientul lui Poisson, care au aceeaşi semnificaţie ca în rezistenţa materialelor.

La epruvete de roci supuse la eforturi complexe de compresiune limita de elasticitate creşte cu creşterea presiunii laterale.

In general pentru roci este valabilă relaţia

$$\varepsilon = \alpha_0 \sigma^n$$

dincolo de limita de proporţionalitate şi pînă la limita de elasticitate . In acest interval α_0 şi n au valori constante . Astfel la granite şi alte roci magmatice , la gresii n este mai mare ca 1.

La materiale cu caracter plastic mai pronunţat n este mai mic decît 1.

Coeficientul lui Poisson s-a constatat că are valori variabile funcţie de mărimea efortului unitar. Valorile sale sînt 1/1o pentru gips, 1/12 pentru gresie, 1/2o pentru calcar.

El este cu atît mai redus ca valoare cu cît roca se caracterizează printr-o elasticitate mai mare.

Deformarea plastică a corpurilor policristaline constitue un proces complicat , al cărui mecanism este însă acelaşi ca la monocristale, provocat de eforturi unitare tangenţiale. Spre deosebire de monocristale unde eforturile unitare tangenţiale trebuie să învingă coeziunea de reţea după anumite planuri unde ea este minimă, la roci trebuie să se ţină seama şi de arunecările intercristaline .

Elementul principal care complică deformarea corpurilor policristaline este împiedecarea formării planurilor de alunecare a cristalelor de către granulele vecine la care planurile posibile de alunecare nu sînt situate favorabil faţă de direcţia eforturilor unitare tangenţiale maxime.

Incercările au demonstrat că comportarea plastică a rocilor depinde de viteza lor de deformare, de starea de eforturi unitare şi de temperatură.

Rocile policristaline carbonatate au o plasticitate mai mare faţă de acea a calcitului datorită capacităţii lor de a suferi deformaţii de alunecare intercristalină.

In cazul celorlalte roci cristaline poliminerale deformaţiile plastice se produc mai ales pe calea alunecării intercristaline întrucît toate mineralele leucocrate şi melanocrate au o plasticitate redusă.

Plasticitatea acestora este cauzată nu de plasticitatea mineralelor ci de structura lor (forma şi mărimea cristalelor)

de caracterul forţelor de coeziune(de reţea şi de aderenţă) sau de natura cimentului

Din cele arătate rezultă că la rocile policristaline şi cristaline poliminerale , în cursul procesului de deformare plastică se produc deranjamente mari la contactul dintre cistale , ducînd în final la încercări repetate, la scăderea rezistenţei lor mecanice.

Caracteristicile de deformaţie determinate în laborator diferă într-o oarecare măsură de cele din realitate , atît din cauza influenţei factorului scară, cît şi din cauză că în laborator proba respectivă este în alte condiţii decît cele din zăcămînt natural.

Din acest motiv compresibilitatea pămînturilor se determină şi în condiţii de zăcămînt natural sau insitu .

Pentru pămînturi se foloseşte încărcarea cu placa .Avînd în vedere că ordinul de mărime al suprafeţei influenţează foarte mult relaţia între presiuni şi deformaţii , după cum se vede din fig.II.7o şi fig.II.71 . se recomandă ca suprafaţa plăcii să fie de cel puţin 5oo cm^2.

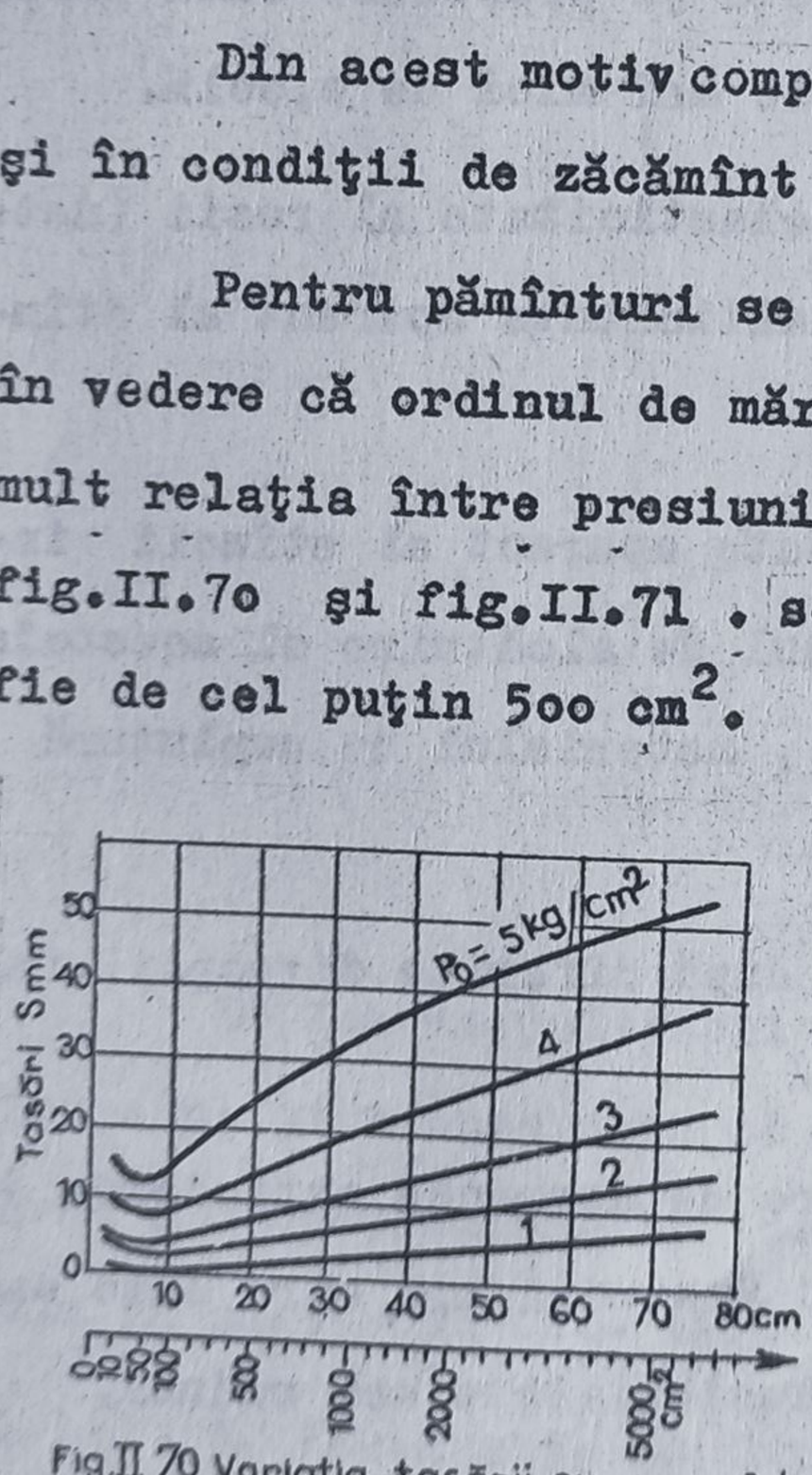


Fig.II.70. Variaţia tasării cu suprafaţa de rezemare şi presiune (argilă prăfoasă).

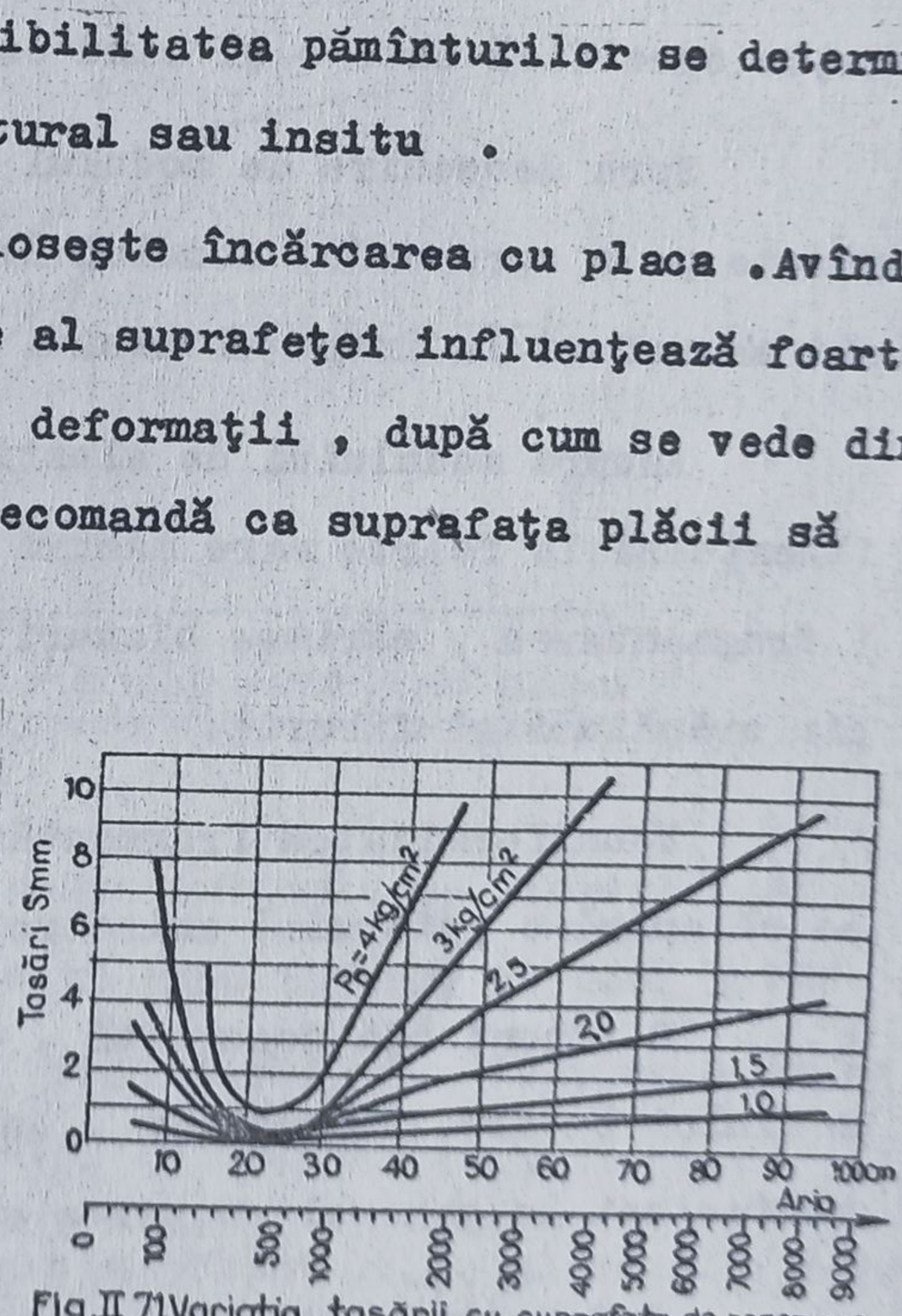


Fig.II.71.Variaţia tasării cu suprafaţa de rezemare şi presiune (pămînt nisipos)

Construind curba presiune - deformaţie fig.II.72 ,pentru porţiunea ei rectilinie se poate determina modulul de deformaţie

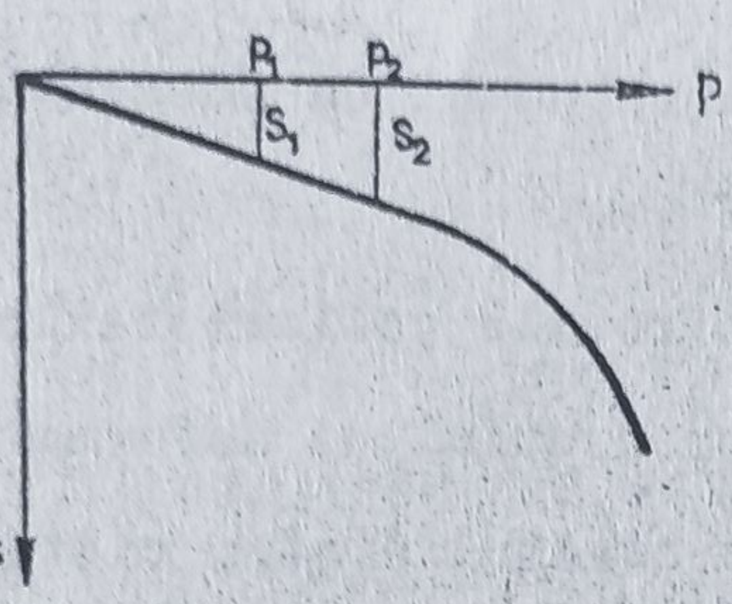


Fig.II.72 Diagrama presiune-tasare la încercarea cu placa.

din relaţia :

$$E = \frac{A - b \cdot (p_2 - p_1)}{S_2 - S_1}$$

A este un coeficient care depinde de forma şi rigiditatea suprafeţei de transmitere a presiunii.

Compresibilitatea rocilor stîncoase în natură (in situ)

Roca în cadrul unui masiv are o comportare elastică similară ua o epruvetă din acelaşi material. Se defineşte din acest punct de vedere o elasticitate perfectă şi practică, cînd deformaţia specifică este o şi cînd ea este mai mică de o,ool%.

Spre deosebire de modulul de elasticitate al rocii (determinate pe o epruvetă), modulul de elasticitate aparent al stîncii se referă la întregul masiv.

Asupra modulului de elasticitate aparent al stîncii influenţează în foarte mare măsură modul de alcătuire al acesteia (fragmentarea , mărimea blocurilor , materialul de umplutură din crăpături şi fisuri).

Neuniformitatea fragmentării după diferite direcţii ,face să apară o puternică anizotropie.

O importanţă deosebită , o are de asemenea extinderea domeniului la care ne referim . Astfel domeniul mai mare este caracterizat în general printr-o compresibilitate mai redusă.

Deformaţia masivului este alcătuită din deformaţii elastice , plastice şi deplasări ale blocurilor , din care este alcătuit . Un rol mare revine de asemenea gradului de alterare chimică, prezenţei apei şi a unui material de umplutură slab în crăpături.

Curba caracteristică a stîncii diferă de cea a eşantionului de piatră încercat în laborator.

Valorile E şi V sînt iniţial mai mici pînă cînd se produce o angrenare a blocurilor. Incepînd de la acest moment ele cresc intervenind în măsură mai mare elasticitatea rocii.

Apariţia unor fisuri şi rupturi la eforturi unitare mai mari duc din nou la scăderea lui E şi V.

O problemă importantă la aceste determinări, care de obicei sînt determinări in situ , este alegerea sistemului de axe, funcţie de starea de eforturi unitare ce a existat înainte sau există în momentul în care se efectuează încercarea.

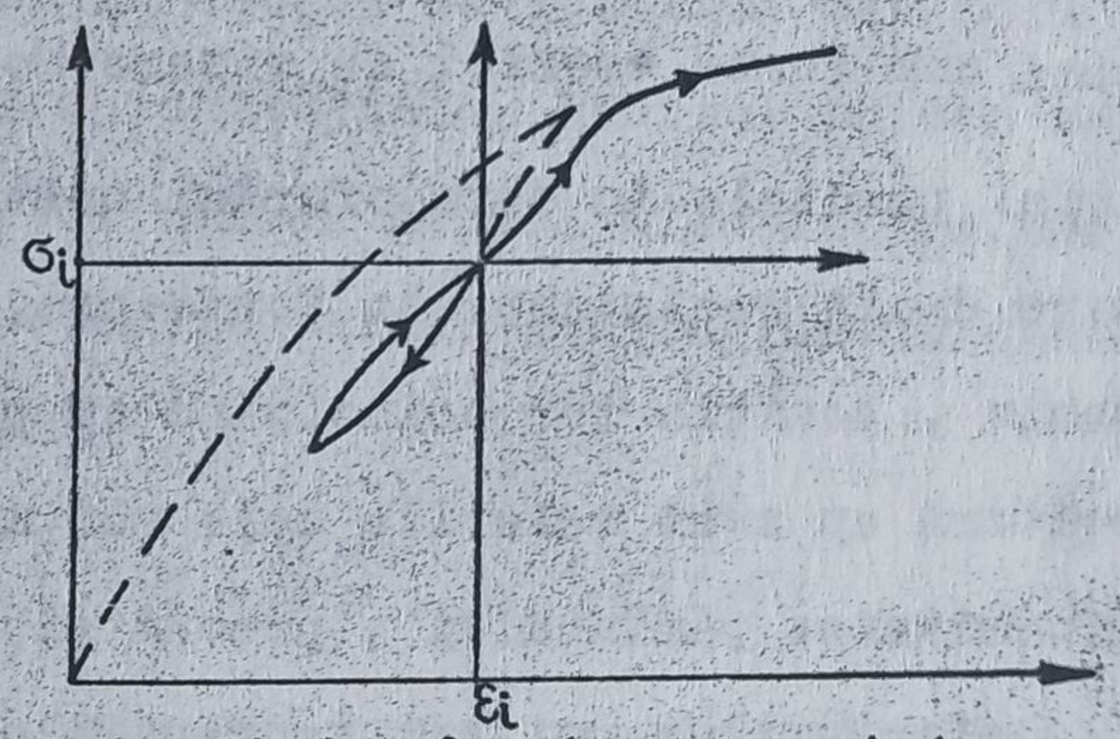


Fig.II.69Efectul efortului unitar iniţial asupra curbei caracteristice a rocii stîncoase.

De foarte multe ori se poate întîmpla ca efortul unitar introdus prin încercare să aibe un sens invers, şi deci în fond avem o decompresiune în loc de compresiune . Linia ce o căpătăm în acest caz este surprinzător de dreaptă (fig.II.69).

3. Rezistenţa la forfecare a pămînturilor şi rocilor stîncoase

Rezistenţa la forfecare şi metode utilizate pentru determinarea ei.

Aplicarea unor sarcini exterioare asupra unui pămînt

precum şi propria lui greutate dezvoltă în masa sa eforturi unitare normale şi tangenţiale. Eforturile unitare normale produc o îndesare a granulelor sau agregatelor din care este alcătuită structura pămîntului, iar eforturile unitare tangenţiale caută să le deplaseze lateral unele faţă de altele. Deformaţiilor produse de aceste eforturi unitare li se opun forţele de legătură dintre elementele constitutive ale pămîntului.

S-a constatat că în momentul în care efortul unitar tangenţial dintr-un punct al masivului de pămînt depăşeşte rezistenţa sa la forfecare , generată de forţele de legătură interioare, în punctul respectiv se produce ruperea . Avînd în vedere natura eforturilor unitare care produc ruperea unui masiv de pămînt, s-a adaptat pentru aceasta teoria de rupere Mohr , adaptată pentru pămînturi sub forma teoriei de rupere Mohr - Coulomb.

Iniţial punctele în care efortul unitar tangenţial efectiv este mai mare decît rezistenţa la forfecare, sînt dispuse neordonat în masiv , poziţia lor coincizînd cu punctele în care forţele de legătură au avut valorile cele mai mici. Ea se explică prin neuniformitatea pămîntului , precum şi prin distribuţia neuniformă a eforturilor unitare tangenţiale în masiv, Existînd puncte de cedare în masiv , surplusul de eforturi unitare, prin redistribuire , este transmis punctelor vecine, apărînd astfel o rupere progresivă. Cu creşterea valorii eforturilor unitare tangenţiale aceste puncte se înmulţesc şi se grupează , dînd naştere unei zone de cedare denumită zonă de alunecare sau zonă de rupere. Această zonă fiind redusă ca dimensiuni faţă de masa de pămînt, poate fi aproximată cu o suprafaţă , denumită suprafaţă de rupere . Cunoaşterea rezistenţei la forfecare permite să se evite apariţia fenomenului de rupere.

La pămînt spre deosebire de alte materiale , ruperea pre-

zintă unele particularităţi , dat fiind că el este un sistem dispers. Existenţa apei în pori şi a bulelor de aer din apă influenţează asupra fenomenului de rupere. Faptul că sarcina urmează să se transmită tuturor fazelor componente ale pământului , face ca rezistenţa sa la forfecare să depindă de gradul său de umiditate, de viteza cu care se aplică forţa tangenţială , de natura pământului, de structura sa şi de alţi factori.

Sarcina transmisă scheletului depinde de posibilităţile de eliminare a apei şi aerului din porii acestuia. In caz contrar fluidul din pori va prelua şi el o parte din sarcina exterioară. In această situaţie presiunea din fluid se va transmite uniform în toate direcţiile. Ea va modifica numai eforturile unitare normale, avînd în vedere că lichidul din pori nu poate prelua eforturi unitare tangenţiale, Efortul unitar normal total va fi egal cu efortul unitar normal efectiv preluat de schelet la care se adaugă efortul unitar neutral denumit curent , presiunea apei din pori.

$$\sigma = \sigma' - u \qquad \text{(II.9)}$$

In practică este mai comod ca efortul unitar efectiv normal să fie determinat în mod indirect cunoscîndu-se efortul unitar normal total şi presiunea apei din pori . Efortul unitar normal total se poate măsura sau calcula , ca şi presiunea apei din pori.

$$\sigma' = \sigma - u$$

In cazul în care pământul este saturat cu apă care conţine şi bule de aer, se poate stabili o legătură între eforturile unitare ce acţionează asupra unui volum de pământ şi presiunea apei din pori ce ia naştere în urma acestei acţiuni.

Reducerea de volum a unei probe de pământ este funcţie

de mărimea eforturilor unitare normale ce se exercită asupra ei.

$V_s = V_i - V_f$ V_i - este volumul iniţial

V_f - este volumul final.

Considerînd că asupra laturilor probei (paralelipipedice) acţionează eforturile unitare σ_1 , σ_2 şi σ_3 , volumul final se va reduce faţă de volumul iniţial datorită scurtării specifice a muchiilor.

$$V_s = V_i - V_i(1 - \varepsilon_1)(1 - \varepsilon_2)(1 - \varepsilon_3) \cong V_i\left[1-(\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3)\right].$$

Exprimînd deformaţiile specifice funcţie de eforturile unitare rezultă deformaţia specifică de volum

$$\frac{\Delta V_s}{V_i} = \frac{1 - 2\nu}{E}(\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3)$$

Variaţia corespunzătoare de volum a fluidului , va depinde de volumul său, de presiunea ce se exercită asupra sa şi de coeficientul său de compresibilitate de volum.

$$\Delta V_f = m_f \cdot n \; V_i \cdot u$$

u - este presiunea apei din pori

n - porozitatea

m_f - coeficientul de compresibilitate de volum a fluidului

In rezolvarea problemelor concrete se întîlnesc următoarele două cazuri :

- presiune hidrostatică (σ_3)
- presiune diferită pe verticală şi orizontală (σ_1, σ_3)

In primul caz , ţinînd seama de faptul că cele două variaţii de volum trebuie să fie egale , şi exprimînd presiunea efectivă funcţie de cea totală şi presiunea apei din pori,se poate

scrie:

$$\Delta V_f = \Delta V_s .$$

$$m_f n . V_1 . u_3 = V_1 \frac{1}{E}\left[(1 - 2\nu)3(\sigma_3 - u_3)\right] = m_v(\sigma_3 - u_3) . V_1$$

De aici se poate deduce mărimea presiunii apei din pori

$$u_3 = \frac{1}{1 + n\frac{m_f}{m_v}}\,\sigma_3 \qquad m_v = 3\frac{1 - 2\nu}{E}$$

Această stare de eforturi nu poate produce ruperea deoarece efortul unitar tangenţial este 0 după toate directiile .

In cazul al doilea $\sigma_1 > \sigma_3$, efortul unitar tangenţial este diferit de zero , şi există posibilitatea apariţiei ruperi Cazul poate fi echivalat cu o presiune hidrostatică de valoarea σ_3, şi o presiune axială egală cu $\sigma_1 - \sigma_3$. Pentru această stare de eforturi unitare , deformaţia de volum a scheletului are valoarea :

$$\Delta V_s = V_1 \frac{1 - 2\nu}{E}(\sigma_1 - \sigma_3 - 3u_1) = V_1 . 3 \frac{1 - 2\nu}{E}\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} - u_1\right]$$

(pentru presiunea axială $\sigma_1 - \sigma_3$)

Procedînd ca în cazul precedent putem scrie :

$$m_v V_1 \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} - u_1\right] = m_f n V_1 u_1 \text{ de unde}$$

$$u_1 = \frac{\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 + n\frac{m_f}{m_v}}$$

Presiunea totală a apei din pori în acest caz va fi :

$$u = u_1 + u_3 = \frac{1}{1 + n\frac{m_f}{m_v}}\left[\sigma_3 + \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)\right] \quad (II.10)$$

Conform teoriei de rupere Mohr , elaborată pentru problema plană , starea de rupere este atinsă pentru o anumită stare de eforturi unitare. Reprezentînd această stare de eforturi unitare într-un sistem de coordonate σ , τ se obţine un punct. Acestei stări de eforturi unitare îi corespund anumite valori ale eforturilor unitare principale normale, cu ajutorul cărora se poate desena un cerc a lui Mohr (cercul de rupere) - deoarece cunoscîndu-le cercul este complet definit- , cerc pe care se află punctul menţionat mai sus,

Variind pentru unul şi acelaşi material , stările de eforturi unitare care produc ruperea lui, şi construind cercurile Mohr corespunzătoare , se observă că ele admit o înfăşurătoare care a fost denumită curba intrinsecă a materialului.

Curba intrinsecă împarte domeniul de variaţie al efortului unitar tangenţial funcţie de efortul unitar normal în două zone, o zonă în care ruperea materialului nu este posibilă şi o zonă în care starea de eforturi unitare respectivă produce ruperea materialului . Starea de eforturi unitare respectivă este dată de perechea de eforturi unitare σ , τ sau σ_1, σ_3 (fig.II.73).

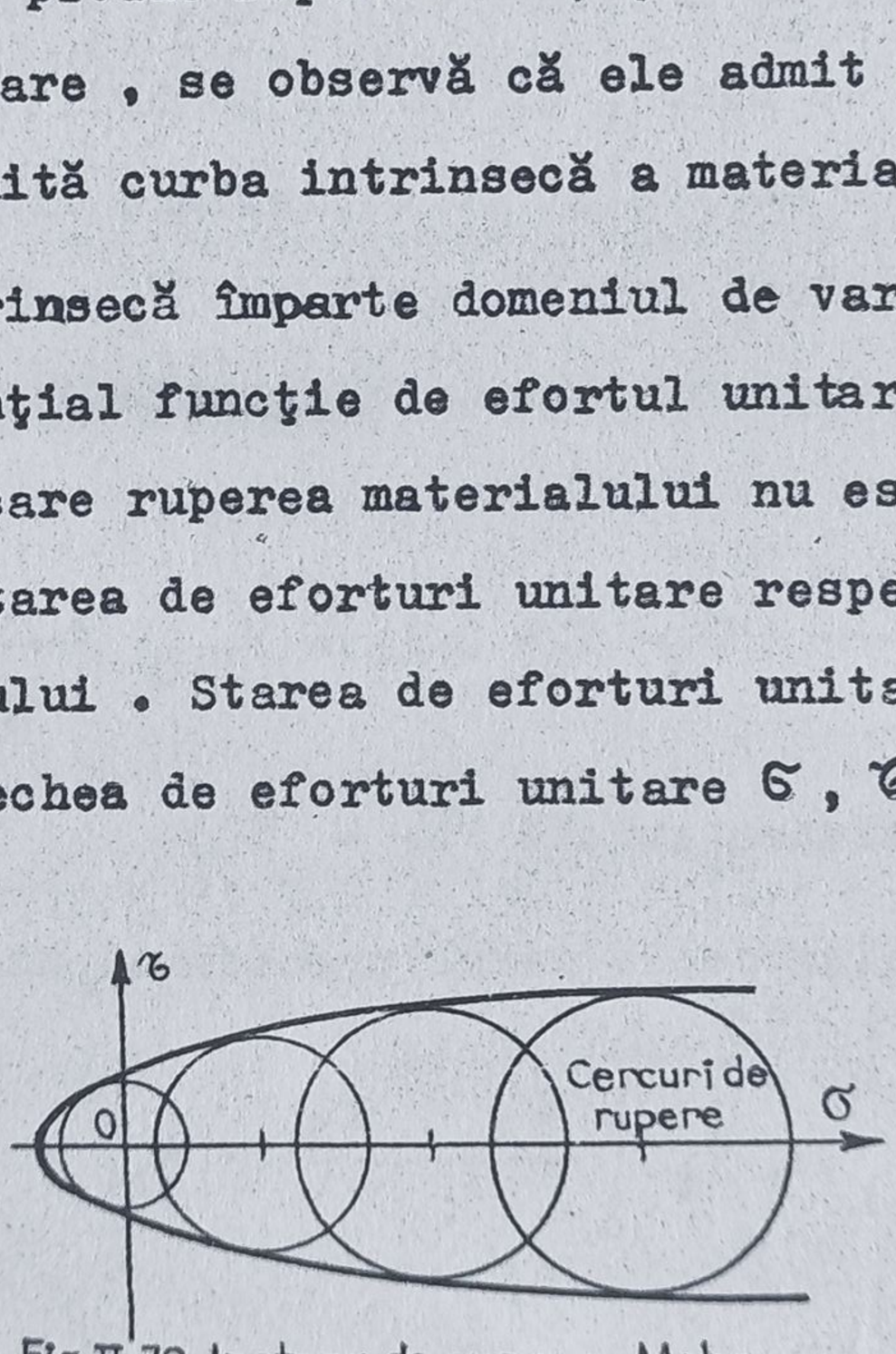


Fig.II.73. Ipoteza de rupere Mohr.

Cunoscînd curba intrinsecă a unui material , se cunosc condiţiile de eforturi unitare în care poate să apară ruperea sa. Aplicînd teoria de rupere a lui Mohr la pămînturi, rezultă că rezistenţa lor va fi determinată de curba intrinsecă care le caracte-

rizează pe fiecare din ele . Eforturile unitare normale în construcţia curbei intrinseci la pămînturi vor trebui să fie eforturi unitare efective.

Pentru determinarea în laborator a rezistenţei la forfecare se folosesc în mod curent următoarele aparate:

- aparatul de forfecare pe plan obligat
- aparatul monoaxial
- aparatul triaxial

In fig.II.74 se arată schema de funcţionare a aparatului de forfecare pe plan obligat.

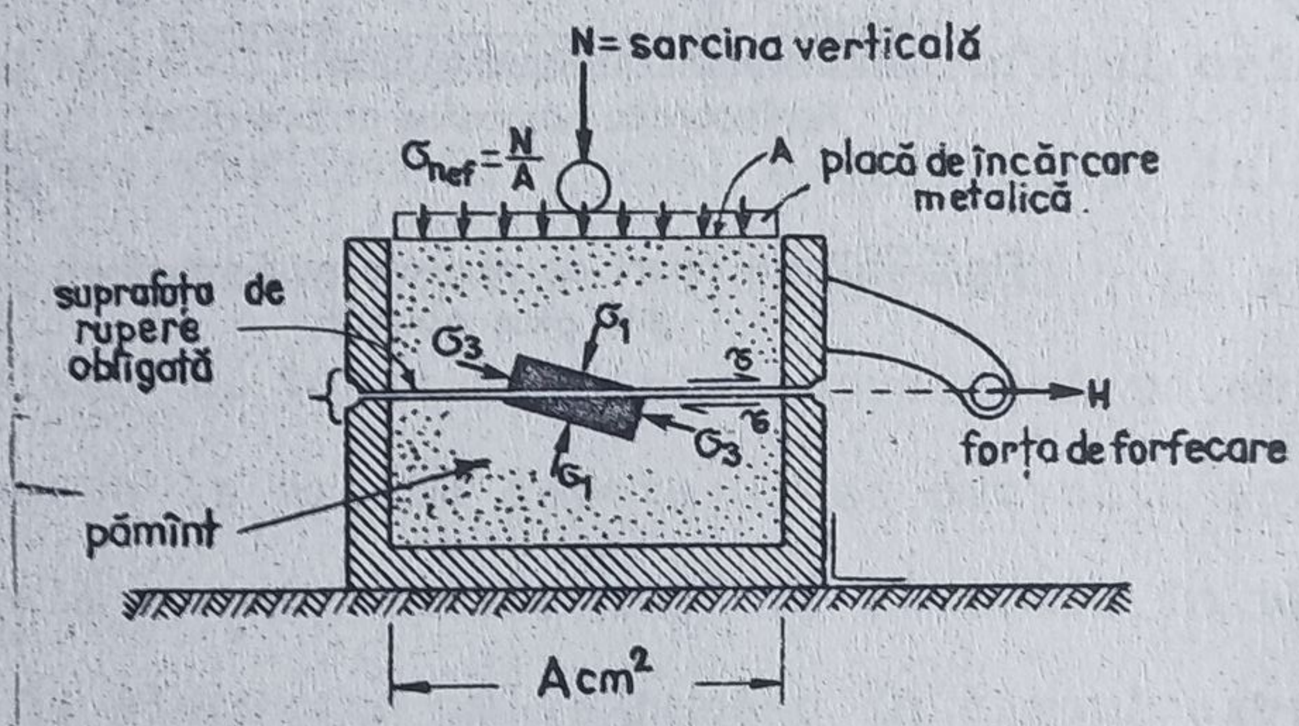


Fig.II.74.Principiul forfecării pe plan obligat

Acest aparat poate funcţiona, pe principiul controlării eforturilor unitare, şi pe al controlării deformaţiei (fig.II.75) La primul sarcina se aplică în mod direct , pe cînd la al doilea se foloseşte un inel dinamometric.

Starea de eforturi unitare la rupere într-un punct al planului de forfecare este dată în fig.II.76

Direcţia eforturilor unitare principale este dată în fig.II.74.

Pentru obţinerea curbei intrinseci a pămîntului se foar-

fecă mai multe probe în aparatul de forfecare pe plan obligat

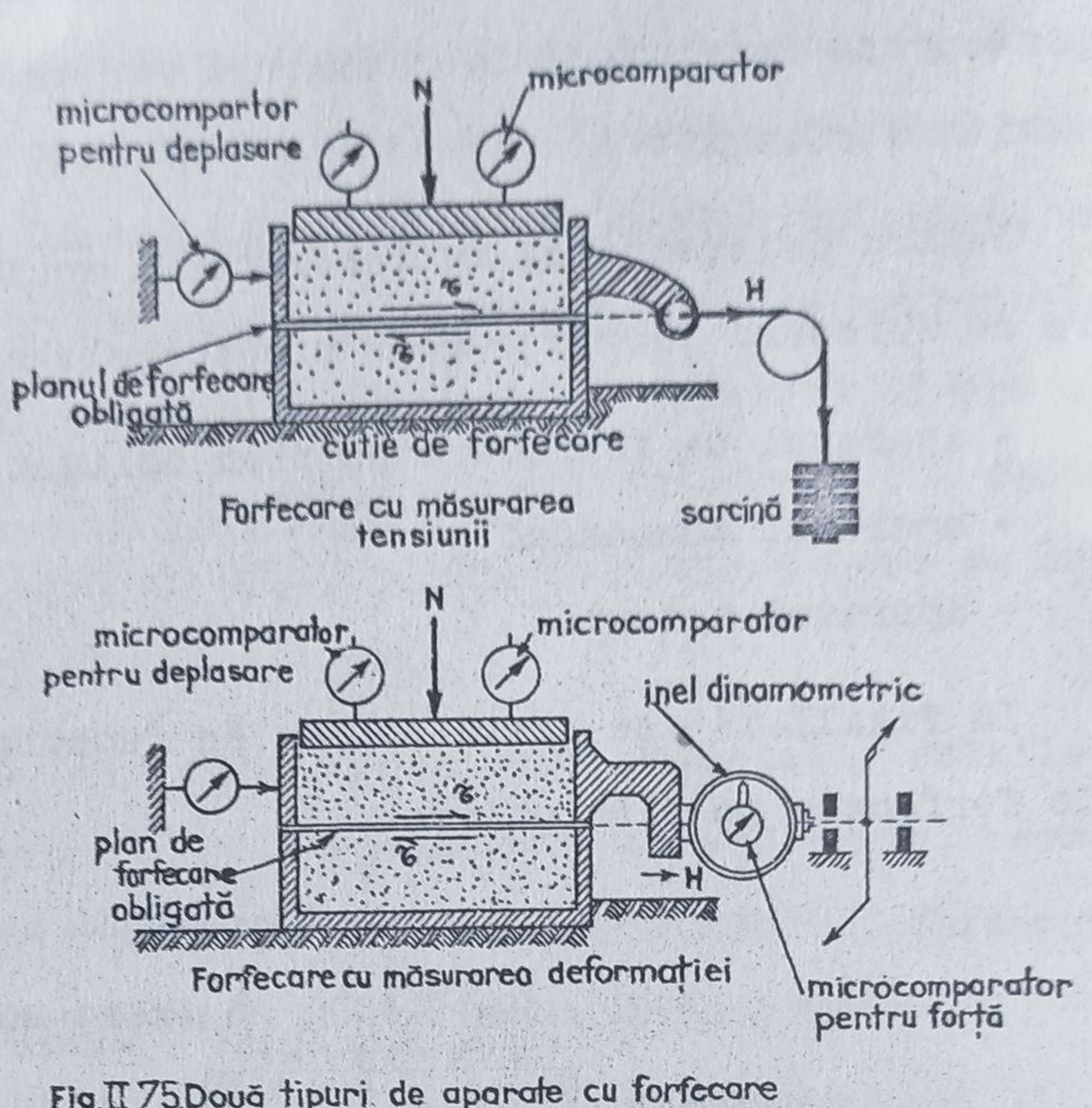


Fig.II.75 Două tipuri de aparate cu forfecare pe plan obligat.

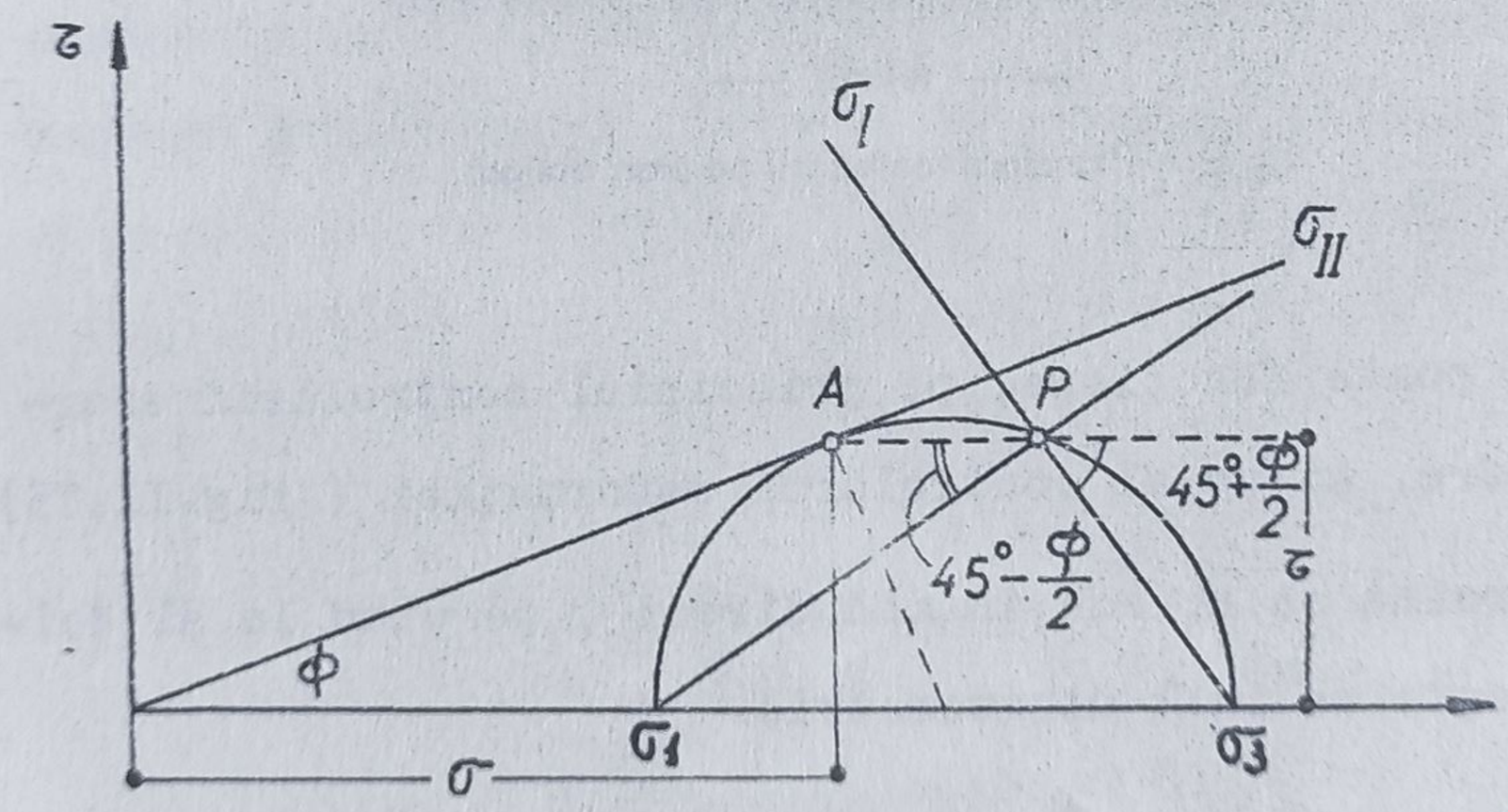


Fig.II.76. Starea de eforturi unitare în caseta de forfecare.

la diferite sarcini verticale , notîndu-se forţele orizontale respective la care se produce forfecarea,

Considerîndu-se că atît eforturile unitare normale cît

şi cele tangenţiale se repartizează uniform pe secţiune , din forţa verticală şi cea orizontală se pot deduce perechile de eforturi σ şi τ cu care se construieşte dreapta intrinsecă.

Practica a arătat că pînă la un efort unitar normal de $5 - 10$ N/cm^2 diagrama este curbilinie , şi numai de acolo înainte pînă la cca $40 - 50$ N/cm^2 are forma unui segment de dreapta.

Rezultatele obţinute de acest aparat se abat în oarecare măsură d realitatedatorită frecării care se produce pe pereţii verticali cît şi pe marginile orizontale ale jumătăţii sale mobile .De asemenea repartizarea eforturilor unitare tangenţiale (de forfecare) nu se face uniform de-a lungul suprafeţei orizontale, planul de forfecare variind în timpul experienţei. In procesul de forfecare suprafaţa de contact se micşorează , şi ruperea nu are loc simultan în toate punctele suprafeţei potenţiale de forfecare, ea începe la ambele capete şi se dezvoltă spre mijloc. Presiunea laterală şi eforturile unitare laterale în plane diferite de planul de alunecare nu se cunosc în timpul experienţei.

In aparatul de forfecare pe plan obligat se porneşte de la ipoteză că forfecarea se produce în problema plană, cu toate că în realitate aici există o stare triaxială de eforturi unitare. Neglijarea efortului unitar principal σ_2, care duce la o creştere a rezistenţei la forfecare prin îndesarea suplimentară a probei, este alt factor care alterează rezultatele obţinute.

Cu toate inconvenientele care au fost menţionate, aparatul a găsit o largă întrebuinţare în practică , în calculele inginereşti luîndu-se valorile medii a mai multor determinări, considerîndu-se că precizia acestora în raport cu realitatea ar fi suficient de bună.

Pentru a se elimina o serie de inconveniente menţionate la aparatul de forfecare pe plan obligat (ruperea obligată, neluarea în considerare decît a efortului unitar normal vertical şi altele) s-a imaginat aparatul triaxial.(fig.II.77).

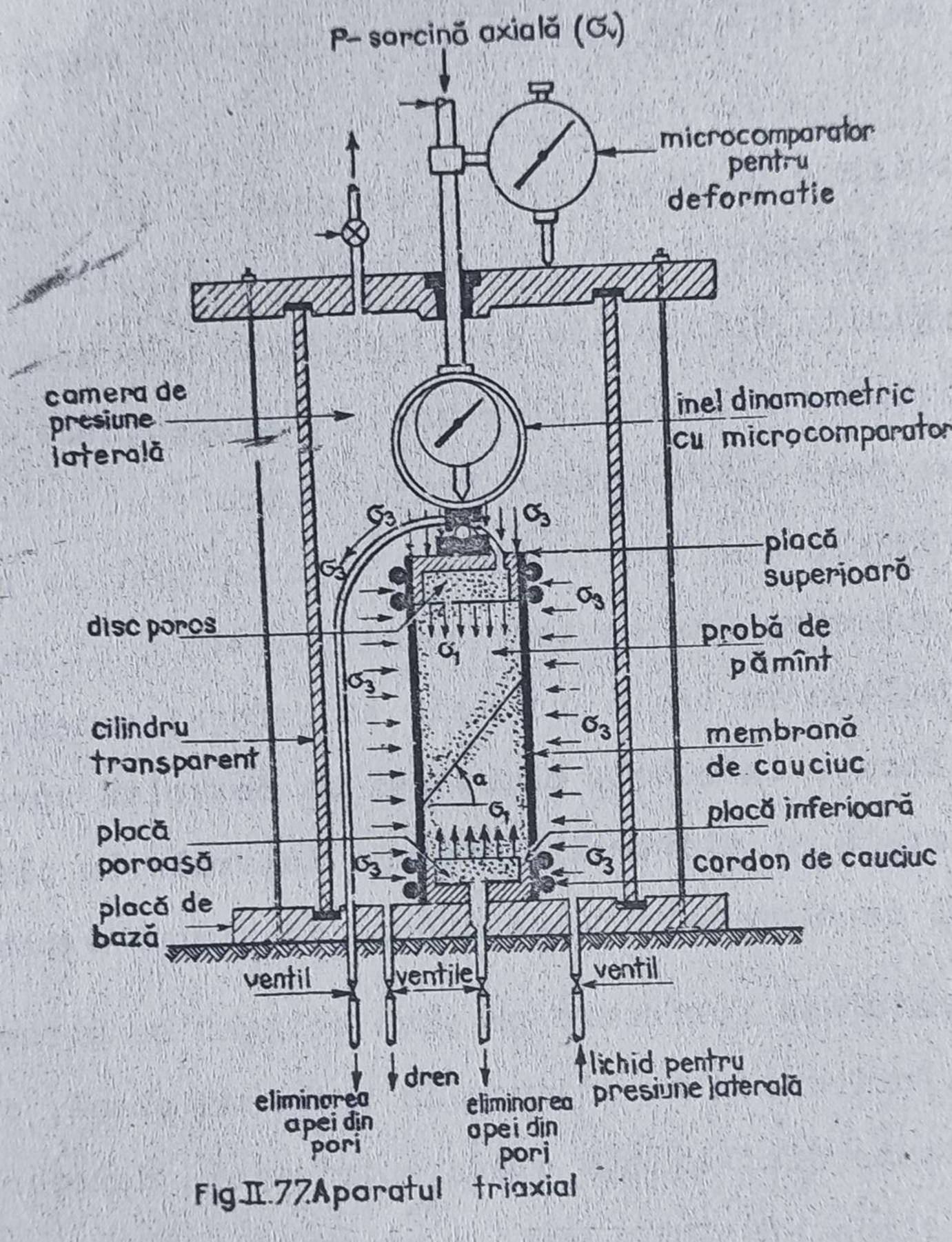
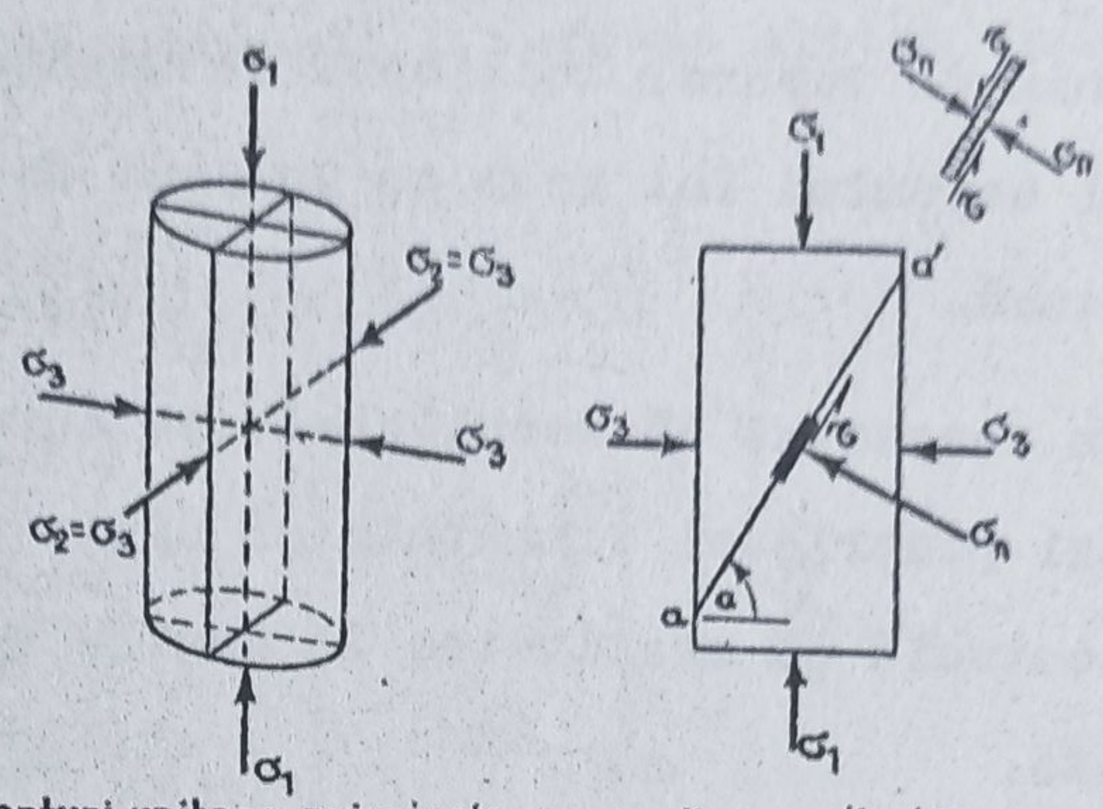


Fig II.77 Aparatul triaxial

In acest aparat , planul de rupere se formează liber iar starea de eforturi unitare este triaxială , cu particularitatea că $\sigma_2 = \sigma_3$.

In fig.II.78 se dă schema principială a aparatului şi

şi starea de eforturi unitare în planul de rupere şi pe faţa probei.



eforturi unitare principale şi plane principale

secţiune verticală prin probă
a-a plan de forfecare

Fig.II.78 Eforturile unitare într-o probă de pământ

Pentru determinarea dreptei intrinsece se fac cel puţin 3 determinări cu perechi de valori σ_1 şi σ_3 de eforturi unitare de rupere cu care se construiesc pe urmă cercurile lui Mohr corespunzătoare. Infăşurătoarea lor ne dă dreapta intrinsecă a materialului (fig.II.79).

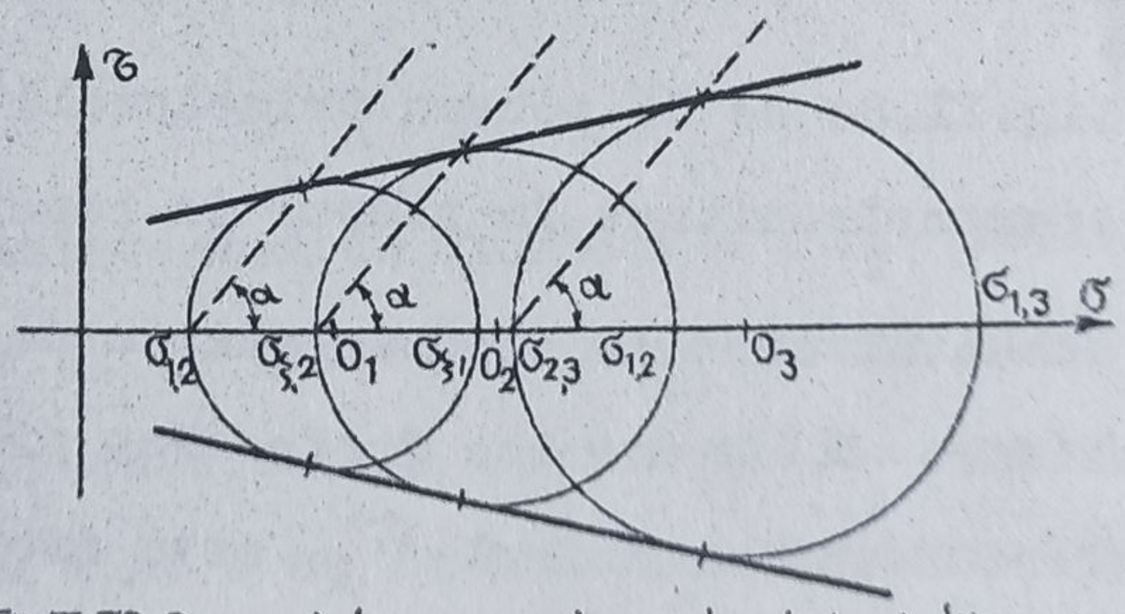


Fig.II.79 Cercuri de rupere la proba triaxială .

Eforturile unitare ce acţionează asupra probei, care are o formă cilindrică , sînt eforturi unitare normale principale deoarece sînt dirijate după axele de simetrie ale cilindrului.

Punctele σ_{12}, σ_{22} şi σ_{32} coincid cu polul cercului lui Mohr avînd în vedere poziţia particulară pe care o au pla-

nele pe care acţionează aceste eforturi unitare principale.

Linia de rupere, înclinată cu unghiul α se obţine unind polul cercului lui Mohr cu punctul de tangenţă de pe dreapta intrinsecă.

S-a constatat că rezultatele se apropie de realitate la nisipuri şi pietrişuri cimentate şi nisip umed. In mai mică măsură ele coincid cu realitatea la argile cu un conţinut mare de aer şi gaze.

Eliminarea apei din probă fiind stînjenită de cămaşa de cauciuc , şi efectuîndu-se numai prin pietrele poroase de la capete , la viteze mari de încercare , pentru a obţine eforturile unitare efective, va trebui măsurată presiunea apei din pori.

Un caz particular al aparatului triaxial corespunde situaţiei în care σ_2 şi σ_3 sînt egali cu 0 . Incercarea în acest caz poartă denumirea de probă monoaxială sau de zdrobire. Ea poate fi utilizată la pămînturi care îşi păstrează uşor forma sub greutatea proprie.

In fig.II.8o se dă schema principială a aparatului ,şi starea de eforturi unitare în planul de rupere.

In momentul cînd se produce starea de rupere , după planul de înclinare α , are loc forfecarea probei . In această situaţie efortul unitar normal σ_1, este efortul normal în momentul ruperii. Din cercul lui Mohr se poate scrie relaţia :

$$(c \operatorname{ctg} \phi + \frac{\sigma_1}{2}) \sin \phi = \frac{\sigma_1}{2}$$ de unde rezultă,

$$\sigma_1 = 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

Se observă de asemenea că $2\alpha = 90^9 + \phi$ de unde $\phi = 2\alpha - 90^o$

După cum s-a văzut, curba intrinsecă a unui pămînt poate fi aproximată cu o linie dreaptă , într-un sistem de axe de coordonate $\sigma - \tau$.

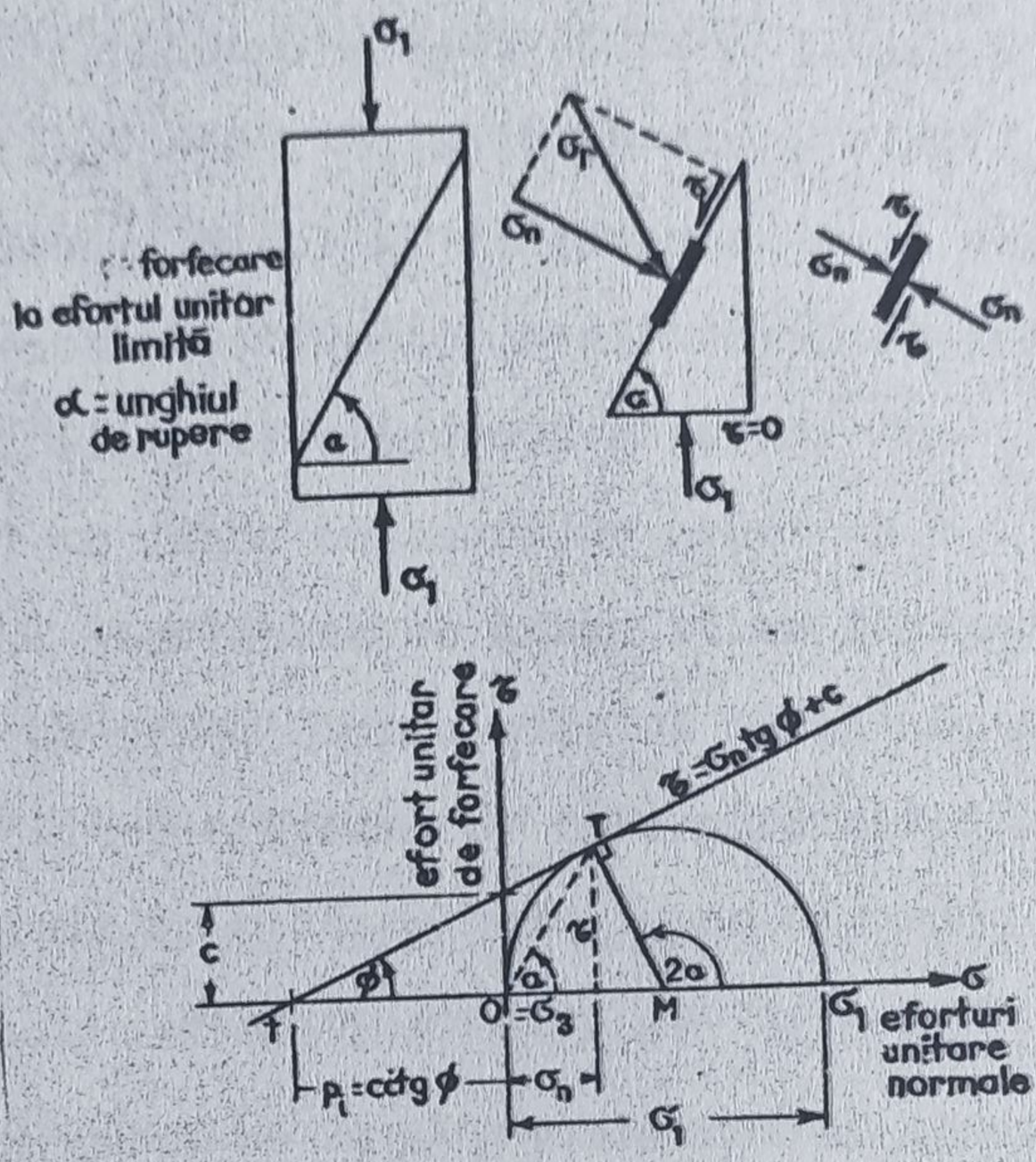


Fig.II.80 Principiul probei monoaxiale.

Ecuaţia acestei drepte va fi

$$\tau_f = a + b\sigma'$$

Mărimea rezistenţei la forfecare , τ_f depinde deci de 2 parametrii a şi b şi de efortul unitar normal efectiv ce se dezvoltă în planul în care există rezistenţă la forfecare.

Parametrii a şi b au fost denumiţi parametrii rezistent la forfecare.

S-a constatat că la pămînturile granulare, dreapta intrinsecă trece prin origine, deci ecuaţia ei este de forma

$$\tau_f = b\sigma'$$

Dînd o interpretare fizică (fig II 81) rezistenţei la forfecare pentru un pămînt granular, se observă că deplasările sînt posibile numai prin învingerea frecării ce se dezvoltă pe supra-

faţa de contact a granulelor vecine . Frecarea este însă funcţio

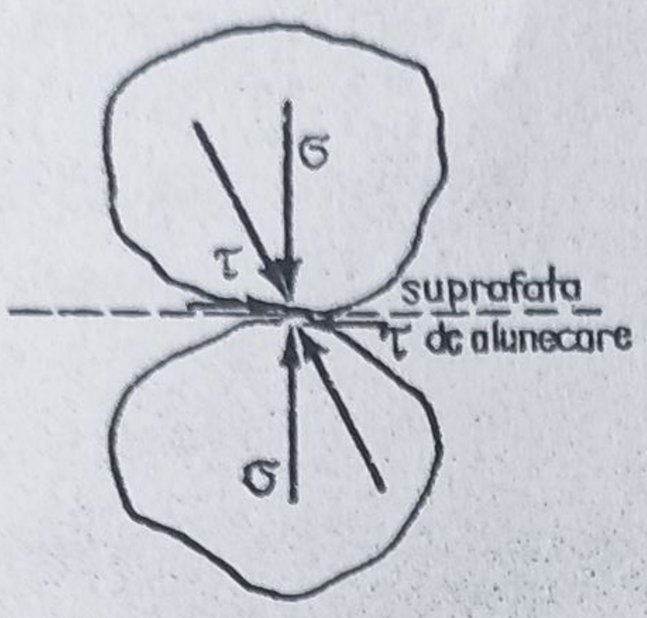


Fig.II.81.Echilibrul a două granule

de mărimea efortului normal pe această suprafaţă şi de coeficientul de frecare (tangenta unghiului de frecare).In acest sens b ar avea semnificaţia unui coeficient de frecare . Generalizînd această constatare la toate granulele şi presupunînd o distribuţie uniformă a acestei forţe de frecare potenţiale în toată masa pămîntului , s-a introdus noţiunea de unghi de frecare interioară a cărui tangentă ar fi egală cu parametrul b.

Pentru pămînturi la care există forţe de legătură sub forma coeziunii s-a constatat că există o forţă ce se opune deplasărilor , chiar în cazul cînd acestea nu sînt încărcate, deci cînd nu avem eforturi unitare normale.

Rezistenţa la forfecare , dată de dreapta intrinsecă, în acest caz , se poate exprima prin relaţia :

$$\tau_f = a$$

Dînd o interpretare fizică acestei rezistenţe, ea a fost asimilată cu o forţă de atracţie izotropă în masa de pămînt denumită coeziune.

Rezistenţa la forfecare a pămînturilor

Mărimea indicilor rezistenţei la forfecare variază funcţie de o serie de factori dintre care cei mai importanţi sînt:

- natura terenului, gradul său de dispersie şi de neuniformitate , compoziţia mineralogică a particulelor , structura sa şi gradul ei de deranjare .

- aparatul folosit pentru determinarea indicilor de forfecare, condiţiile de încercare şi forfecare., mărimea deforma-

ţiei în timpul forfecării.

- prezenţa apei şi aerului în pămînt , variaţia în timp a porozităţii sale (consolidarea pămîntului) .

Eforturilor unitare tangenţiale ce iau naştere în pămînt li se opune rezistenţa sa la forfecare , care îşi are originea în forţele de legătură a granulelor din masa sa. S-a văzut că ele pot fi de natură mecanică, se pot prezenta sub forma unor legături hidrocoloidale şi sub forma unor legături structurale rigide.

Funcţie de caracterul diferitelor roci şi pămînturi variază şi preponderenţa unei legături de un anumit tip, unele din ele avînd un rol subordonat sau chiar lipsind complet.

Ţinînd seama de natura acestor legături se obişnuieşte , să se analizeze în mod separat , rezistenţa la forfecare pe categorii de roci şi pămînturi , funcţie de rolul preponderent pe care îl are una din legăturile menţionate mai sus.

<u>Rezistenţa la forfecare a pămînturilor necoezive</u>. Rezultatele încercărilor la forfecare pentru pămînturile necoezive pun în evidenţă dependenţa rezistenţei la forfecare de efortul unitar normal şi de deplasare. De asemenea ele permit să se stabilească o corelaţie între deplasare şi variaţia de volum a probei (fig.II.82 şi fig.II.83).

Din diagramă rezultă dependenţa rezistenţei la forfecare pentru pămînturi necoezive de îndesarea acestora.(fig.II.84).

Din fig.II.85 se observă că deplasările provocate de eforturile tangenţiale au ca rezultat o reaşezare a particulelor din care este alcătuit pămîntul . Prin aceasta rezultă o schimbare a porozităţii, nisipul afînat micşorîndu-şi porozitatea, Rezistenţa nisipului creşte în acest fel cu deplasarea.

Nisipul îndesat are la început o rezistenţă mai mare,

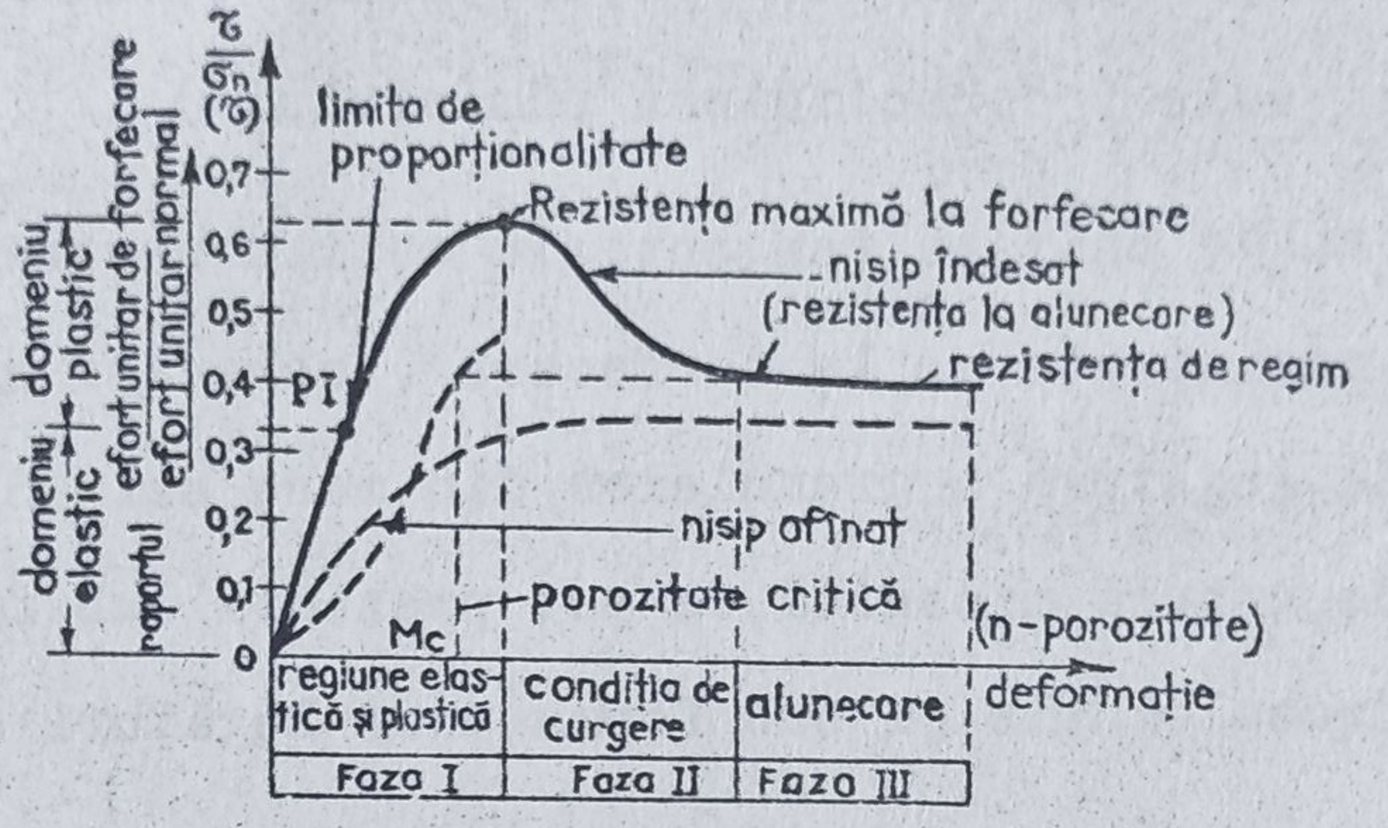


Fig.II.82 Rezistența de forfecare ca o funcție de deformație la un efort unitar normal constant, σ_n

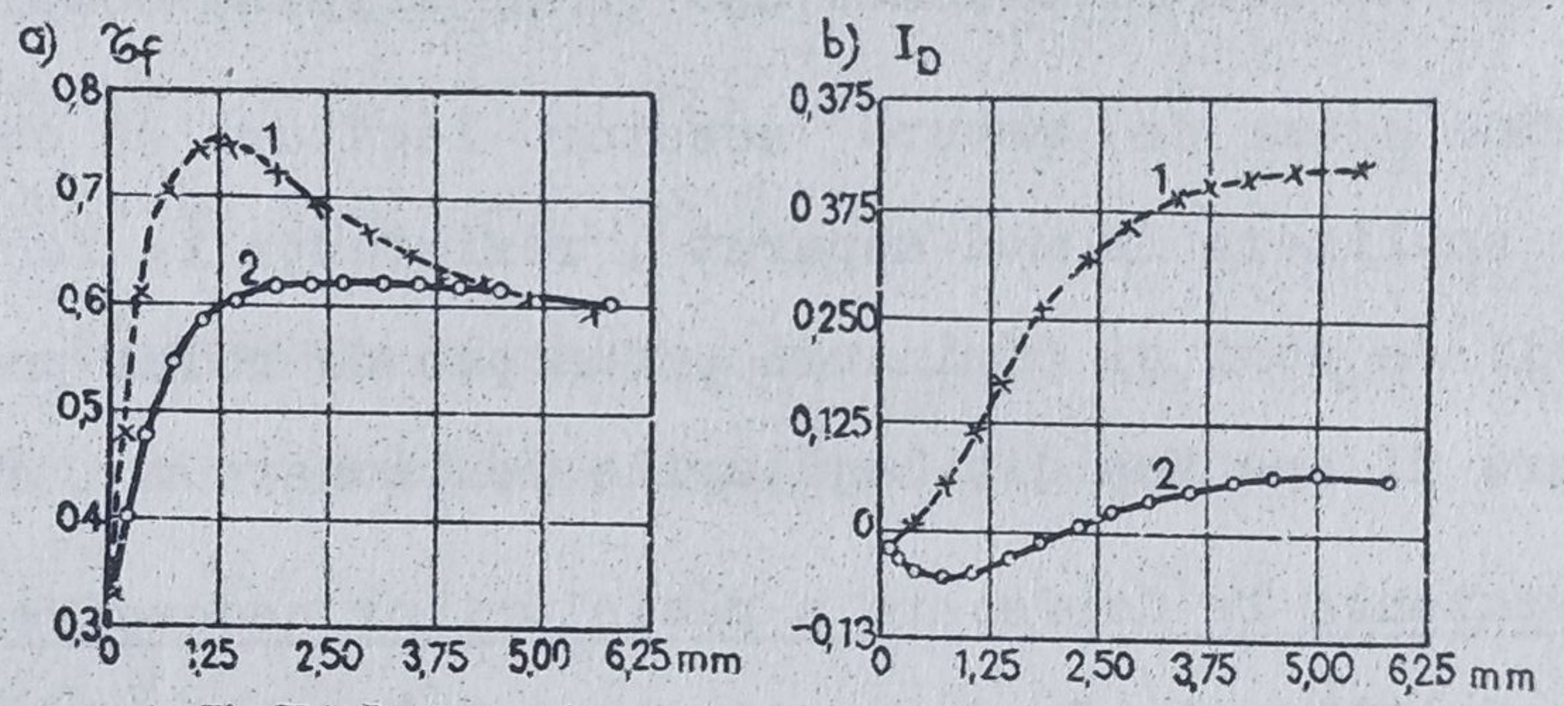


Fig.II.83 Deformația pămînturilor la forfecare.
1 - nisip îndesat; 2 - nisip afînat.

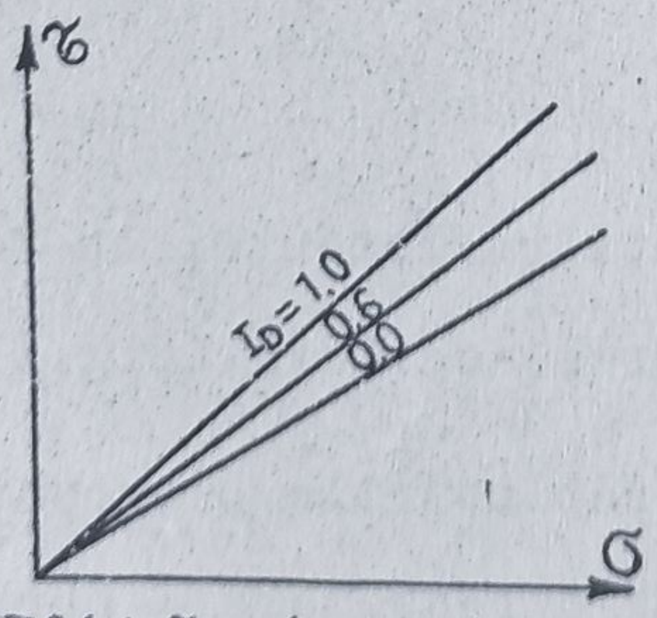


Fig.II.84. Influența gradului de îndesare.

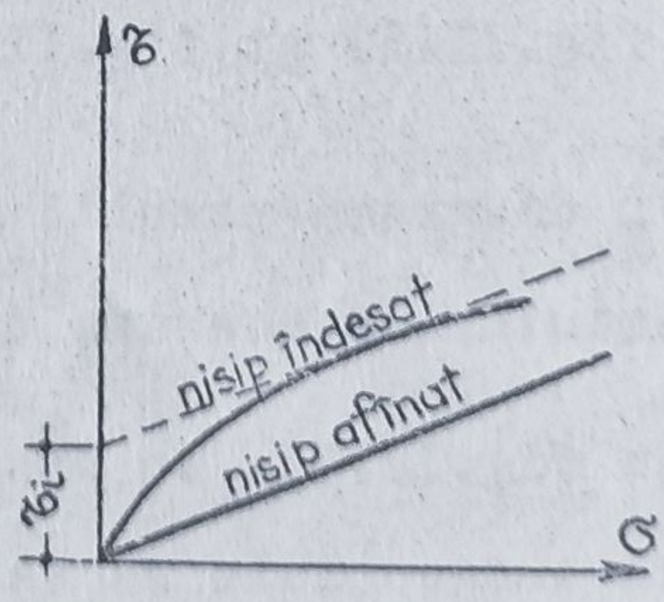


Fig.II.85. Rezistența la forfecare a nisipului îndesat și afînat

dar afînarea care rezultă din deplasare , duce la o micşorare a acesteia . La structură îndesată , granulele avînd suprafeţe numeroase de contact şi întrepătrunzîndu-se , un plan prin material intersectează granulele . In această situaţie în primul moment nu este posibilă nici o deplasare apărînd o rezistenţă iniţială (fig.II.85). Prin ridicarea particulelor în lăcaşul lor şi prin zdrobirea şi rotunjirea asperităţilor unora din particulele mai puţin rezistente are loc scăderea rezistenţei la forfecare cu deplasarea, după ce a fost atins un maxim .In această situaţie rezistenţa maximă τ_{max} va fi :

$$\tau_{max} = \tau_i + \tau_r = \tau_{imp} + \tau_{zdr} + \tau_r .$$

τ_{imp} - este rezistenţa de angrenare şi depinde de îndesare şi de neuniformitatea mărimii granulelor .

τ_{zdr} - este rezistenţa la zdrobire care depinde de materialul particulelor

τ_r - este rezistenţa de regim, care se datoreşte frecării interioare

In fig.II.84 se dă corelaţia dintre rezistenţa de forfecare şi îndesare exprimată prin gradul de îndesare I_D.

S-a căutat să se exprime această legătură prin relaţia

$$\phi = \phi_a + m. I_d. \text{ în care :}$$

ϕ_a este unghiul de frecare interioară în stare afînată

m - un coeficient care se ia de 6 - 7^o la nisip uniform cu granule rotunjite, şi 12^o cu granule colţuroase.

S-a remarcat că influenţa îndesării scade cu creşterea dimensiunilor granulelor de nisip.

Uneori nisipul fiind cimentat (coeziune structurală) prezintă o rezistenţă mare la început , la deformaţii mici, dar care odată cu distrugerea legăturilor rigide , scade, fără să mai revină (legătură cu caracter ireversibil).

Porozitatea nisipului la care în zona de forfecare nu apar variaţii de volum se numeşte porozitate critică , la o presiune dată . Ea este criteriul de separare a nisipurilor afînate de cele îndesate.

Un alt factor care are influenţă asupra rezistenţei la forfecare a nisipului este umiditatea.

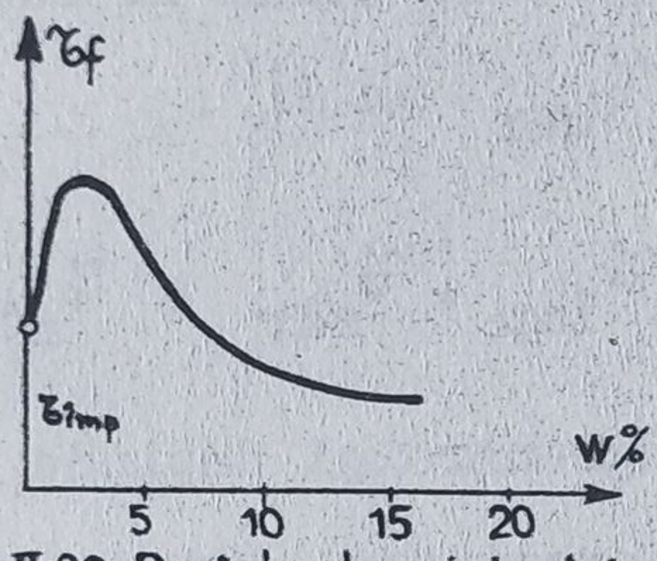


Fig II.86. Rezistenţa nisipului funcţie de umiditate.

La nisipuri cu umiditate redusă apare coeziunea aparentă care scade cu creşterea gradului de umiditate (fig.II.86).

La nisipuri curate unghiul de frecare interioară scade foarte puţin cînd este imersat(1^0-2^0).

La un nisip de aceeaşi porozitate şi cu acelaşi conţinut de fracţiuni argiloase , unghiul de frecare interioară scade cu creşterea umidităţii; cu creşterea conţinutului de fracţiuni argiloase , unghiul de frecare interioară a unui nisip imersat scade faţă de un nisip uscat cu acelaşi conţinut de frac ţiuni argiloase şi aceeaşi porozitate.

Variaţia de volum a unui nisip saturat în timpul forfecării , dă naştere unei presiuni a apei din porii săi care poate fi pozitivă sau negativă (pozitivă la creşterea porozităţii şi negativă la scăderea ei).

Ţinînd seama de acest fenomen se poate scrie

Valoarea $\tau = \sigma' t_g \varphi = (\sigma \pm u) \, tg \, \varphi.$

Valoarea presiunii este cu atît mai mare cu cît planul de alunecare este mai adînc faţă de nivelul liber al apei şi cu cît nisipul este mai puţin permeabil . Dacă variaţia porozităţii este egală în timp cu cantitatea de apă pe care o elimină pămîntul , presiunea apei din pori devine egală cu 0. Ea este zero, în cazul porozităţii critice. Se observă că rezistenţa la forfecare a nisipului este 0, cînd $\sigma = u$. In cazul în care presiunea apei din pori creşte brusc (la solicitări dinamice) nisipul îşi pierde brusc rezistenţa , fenomen denumit lichefierea nisipului.

Unghiul taluzului natural, este un caz particular al unghiului de frecare interioară, la care presiunea este practic 0.

<u>Rezistenţa la forfecare a pămînturilor coezive</u>. Pămînturile argiloase spre deosebire de nisipuri , sînt caracterizate printr-o dreaptă intrinsecă ce intersectează axa τ .

Mărimea segmentului interceptat a fost denumit coeziune şi se datoreşte forţelor de legătură reprezentate prin efectul peliculelor de apă adsorbite (coeziune electro-moleculară), coloizilor şi substanţelor de cimentare (coeziune de cimentaţie) . Uneori poate să apară ca şi la nisipuri coeziunea aparentă .

Se poate scrie că rezistenţa la forfecare are expresia:

$$\tau_f = C_w + C_c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi = C_w + C_c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi .$$

C_w - este coeziunea electromoleculară

C_c - coeziunea de cimentaţie

Mărimea coeziunii electromoleculare este influenţată în mod direct de distanţa dintre granulele minerale înconjura-

te de o peliculă de apă adsorbită , precum şi de natura cationilor din dublul strat electric.

Distanţa între granule este funcţie de gradul de consolidare al terenului exprimat prin îndesarea sau porozitatea sa. In acest sens o mare importanţă revine istoricului încărcării acestui teren , adică a sarcinii maxime pe care acesta a suportat-o , şi care i-a imprimat o anumită îndesare.

Ţinînd seama de cele arătate , coeziunea electromoleculară poate fi privită ca o funcţie a efortului unitar normal.

$$c_w = f(\sigma')$$

în ideea că umiditatea corespunzătoare gradului respectiv de consolidare obţinut nu ar varia practic.

In fig.II.87 se arată legătura dintre porozitate şi istoricul încărcării , din care se observă că porozitatea poate corespunde mai multor valori ale presiunii, funcţie de succesiunea de încărcări , descărcări , şi reîncărcări pe care le-a suferit pămîntul respectiv. Avînd în vedere variaţia indicilor de forfecare funcţie de porozitate , forfecarea va trebui realizată la o porozitate constantă. Dacă proba de pămînt se consolidează şi se foarfecă la acelaşi efort unitar normal, se obţine o dreaptă intrinsecă ce trece prin origine deoarece , porozitatea iniţială corespunzînd limitei de curgere , coeziunea în această situaţie la o sarcină egală cu 0 este zero. Consolidează proba la sarcini diferite de 0 , şi forfecînd-o la sarcini mai mici, dar la care porozitatea este aceeaşi cu cea obţinută la consolidare , obţinem drepte intrinsece , caracterizate prin coeziuni corespunzătoare coeziunii obţinute prin consolidare. Se observă că aceste coeziuni sînt funcţii a presiunii de consolidare , deci

$$C_w = f(\sigma'_c)$$

care poate fi diferită de efortul unitar normal ce apare în timpul procesului de forfecare σ'_f Experienţa a arătat (fig.II.87) că $f(\sigma'_c)$ se poate scrie sub forma $f(\sigma'_c) = x.\varphi'_c$.

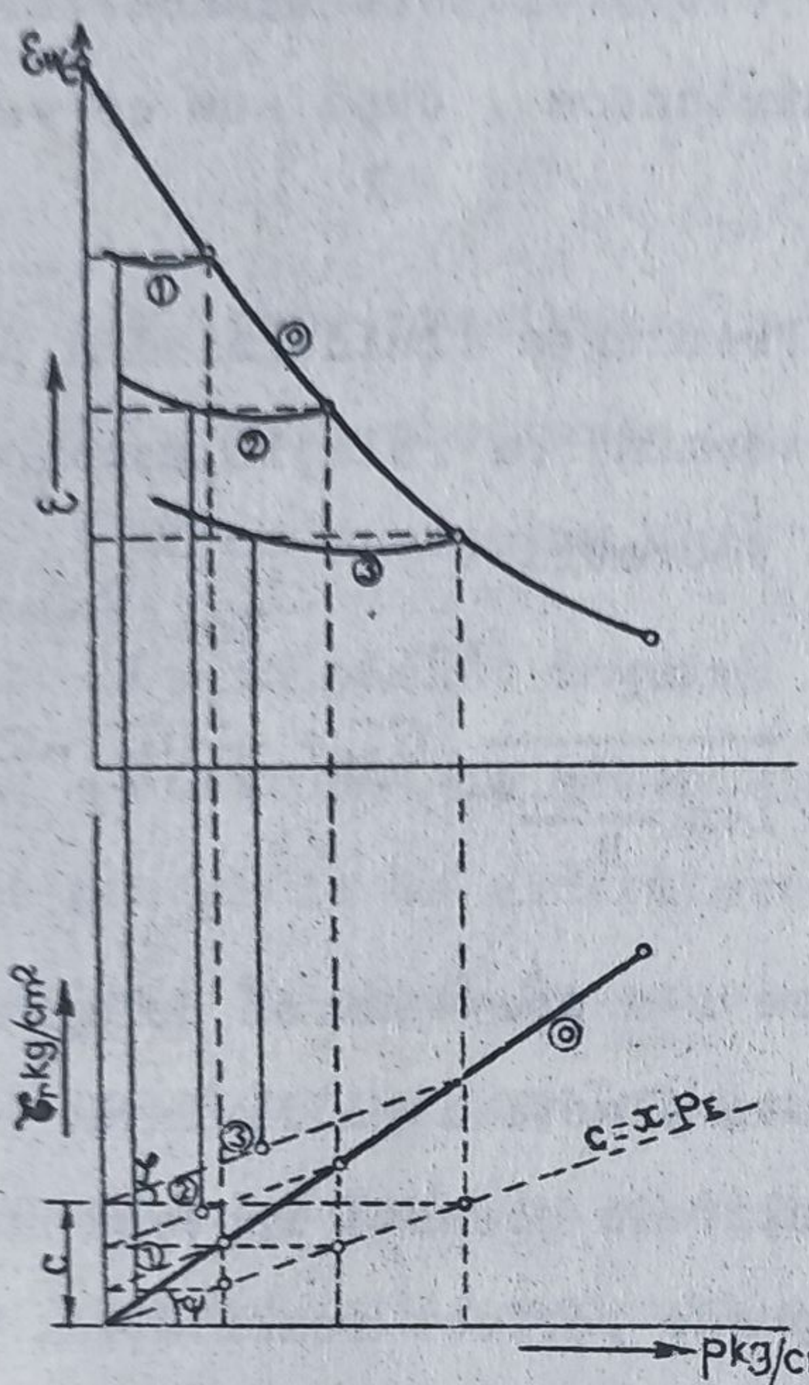


Fig II.87. Corelatia dintre compresibilitatea şi rezistenţa la forfecare.

Rezultă că expresia rezistenţei la forfecare pentru un pământ argilos va fi :

$$\tau_f = x\,\sigma'_c + c_c + (\sigma_f - u_f)\,tg.\varphi .$$

S-a observat că liniile intrinseci pentru diferite presiuni de consolidare au aceeaşi înclinare , egală cu unghiul de frecare interioară a materialului.

Creşterea umidităţii unui pământ argilos duce la îngroşarea peliculelor de apă adsorbită datorită forţei de despicare a apei prin pătrundere şi la reducerea atît a coeziunii cît şi a frecării interioare (fig.II.88).

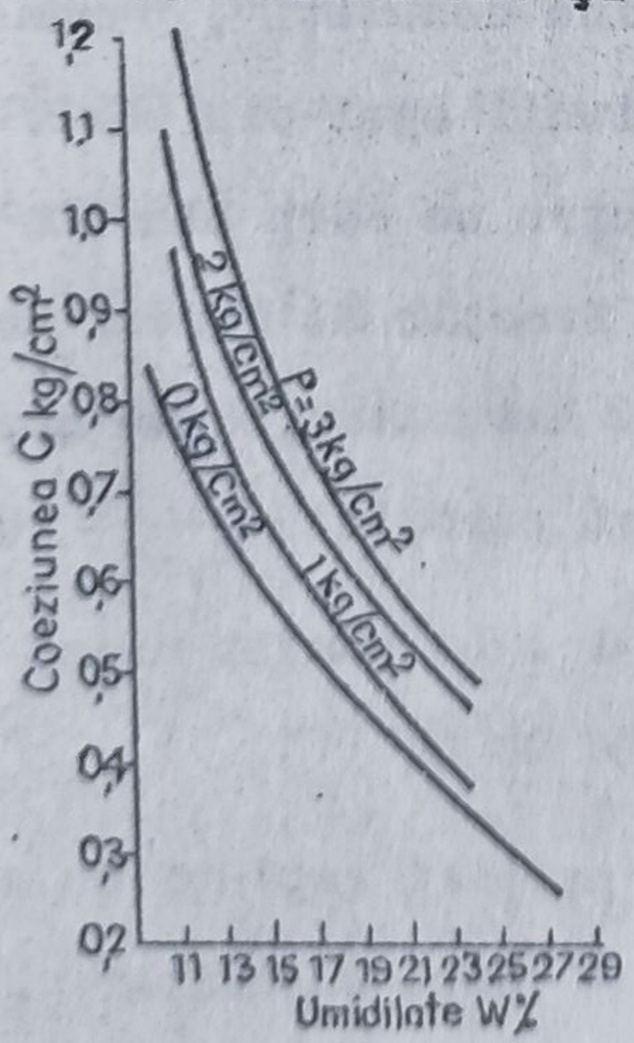


Fig II.88 Variaţia coeziunii cu umiditatea.

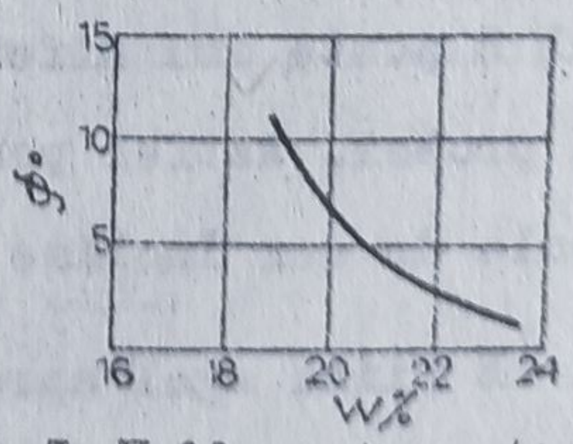


Fig II.89. Variaţia unghiului de forfecare interioară cu umiditatea.

şi (fig.II.89) .

Fiecărui ciclu de încărcare - descărcare şi reîncărcare îi corespund 3 ramuri ale curbei intrinsece , după cum se vede în fig.II.9o.

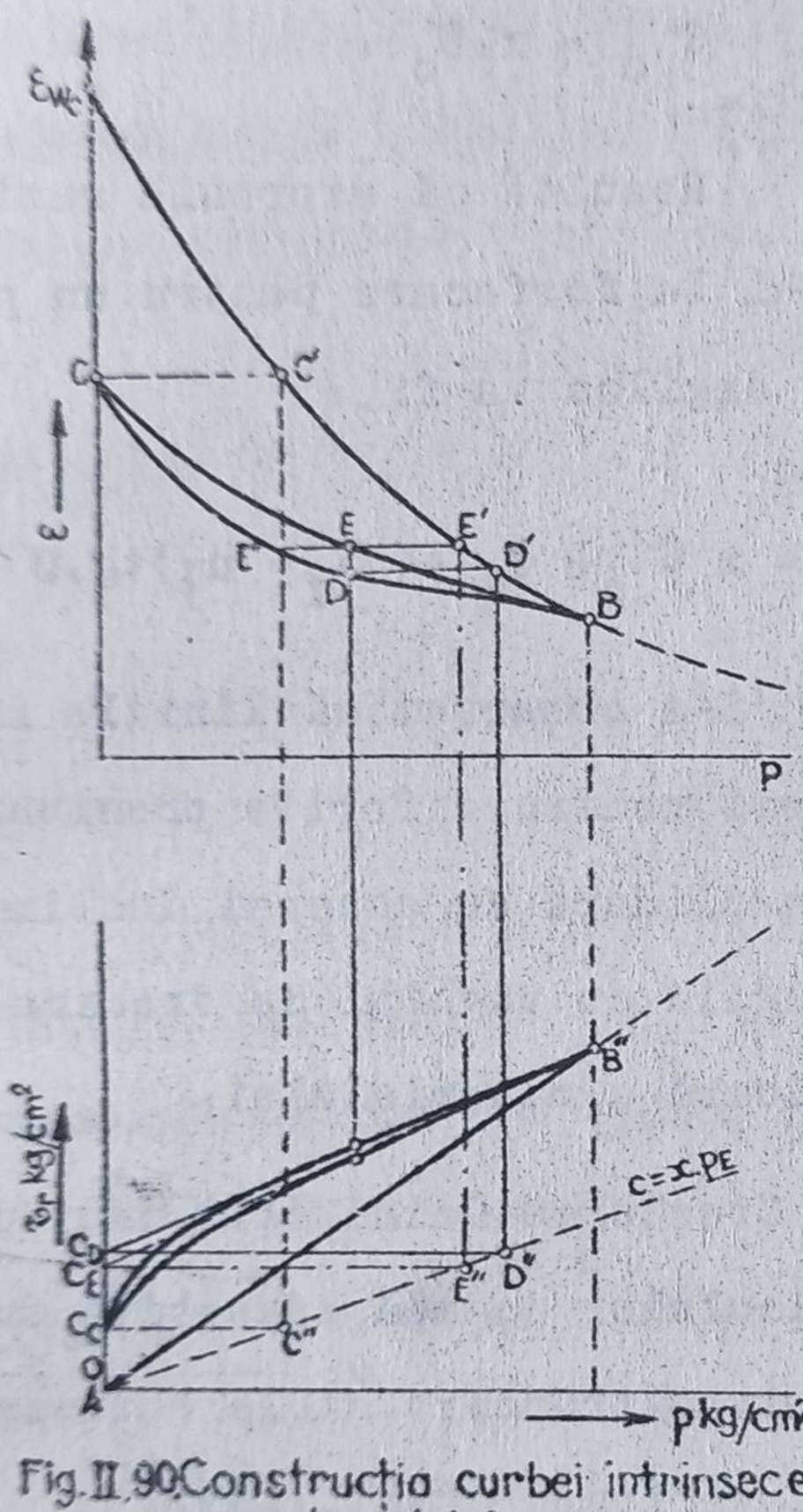


Fig.II.90 Construcţia curbei intrinsece a materialului.

Presiunea fluidului din pori se determină cu relaţia demonstrată teoretic

$$u_f = \frac{1}{1+n\frac{m_f}{m_v}}\left[\sigma_{3f} + \frac{1}{3}(\sigma_{1_f} - \sigma_{3_f})\right]$$

în care s-a presupus că deformaţia este elastică şi liniară. In realitate această ipoteză nu corespunde perfect realităţii; astfel că după cum au arătat-o experimentele este mai corect să scriem :

$$u = B\left[\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)\right]$$

A şi B fiind denumiţi , parametrii presiunii apei din pori.

Coeficientul A are valoarea 1/3 pentru un corp elastic . Coeficientul B poate lua diferite valori funcţie de gradul de umiditate al probei. Astfel pentru o probă saturată , cînd apa nu conţine bule de aer închise $m_f \cong 0$ şi raportul $\frac{m_f}{m_v} \cong 0$, coeficientul B fiind egal aproximativ cu 1 . La pămînt uscat m_v fiind mic în raport cu m_f. B se apropie de 0.

In cazul în care porii sînt numai parţial umpluţi cu apă restul fiind ocupat de aer , coeficientul B este subunitar ($m_f > 0$).

Pentru pământuri parțial saturate cu apă, mărimea efortului unitar efectiv este dată de relația :

$$\sigma' = \sigma - [\chi U_w + (1 - x) U_a] \quad \text{în care}$$

U_a este presiunea în faza gazoasă a fluidului din pori

U_w este presiunea în faza lichidă a fluidului din pori

χ un parametru care se determină experimental.

La un pământ saturat lipsit de bule de aer x = 1.

Coeziunea de cimentație, datorită legăturilor rigide dintre granulele ce alcătuiesc pământul, dispare prin distrugerea acestora în cazul în care deformația depășește o anumită limită. Din acest motiv corelația dintre rezistența la forfecare și deformație prezintă un vîrf (τ_{max}) ca la nisip, aici datorîndu-se însă valorii coeziunii de cimentație. După distrugerea ei rezistența la forfecare scade tinzînd spre o valoare constantă dată de coeziunea electromoleculară (care este reversibilă) și frecării interioare.

Tinînd seama de natura hidrocoloidală a coeziunii electromoleculare, aici în timp apar fenomene de curgere lentă care fac ca ea să scadă în timp la o anumită valoarea limită, dacă se depășește o anumită valoare a efortului unitar tangențial (efort tangențial limită τ_o).

Admițînd ca model mecanic structural, modelul Newton extins de Bingham putem scrie :

$$\tau - \tau_o = \eta \frac{dv}{dy}$$

η - coeficientul de vîscozitate dinamică al pămîntului.

Se consideră că $\tau_o = c_o + \sigma'_f \operatorname{tg}\phi$

Coeficientul de vîscozitate dinamică variază după legea :

$$\eta_t = \eta_f - (\eta_f - \eta_o) e^{-rt}$$

η_f şi η_o - coeficienţii de vîscozitate final şi iniţial al argilei

r - un parametru dat de relaţia :

$$r = \frac{1}{t} \ln \frac{\eta_f - \eta_o}{\eta_f - \eta_t}$$

t - timpul.

S-a constatat că la unele pămînturi, care au legături structurale, influenţa deranjării structurii este foarte mare asupra valorii rezistenţei lor la forfecare. In acest sens s-a definit ca sensibilitate a unui pămînt din acest punct de vedere raportul

$$S_t = \frac{\tau_n}{\tau_d} \text{ în care}$$

τ_n este rezistenţa la forfecare a pămîntului nederanjat în aparatul monoaxial.

τ_d rezistenţa la forfecare a pămîntului deranjat în aparatul monoaxial.

In mod obişnuit S_t are valori cuprinse între 2 - 4.

Deoarece recoltarea probelor duce la tulburarea stării naturale a pămîntului, s-au imaginat metode prin care rezistenţa la forfecare se determină direct în amplasament.

Una din metode foloseşte un aparat cu palete, care prin rotire produc forfecarea pămîntului. Metoda se foloseşte la argile slabe plastice, nisipuri argiloase saturate sau la mîluri (fig.II.92).

Momentul de răsucire dă naştere în teren unor eforturi unitare tangenţiale, care produc forfecarea pămîntului în momentul în care depăşesc rezistenţa la forfecare a acestuia. Cunoscînd momentul de răsucire şi presupunînd o distribuţie uniformă

a eforturilor unitare tangenţiale pe suprafaţa cilindrică laterală a pămîntului foffecat şi una triunghiulară pe baze putem scrie:

$$M_t = \tau d h \frac{d}{2} + 2\tau \frac{\pi}{4} d^2 \frac{d}{2} \frac{2}{3}$$

de unde

$$\tau = \frac{2Mt}{\pi d^2 h\left(1 + \frac{d}{3h}\right)}$$

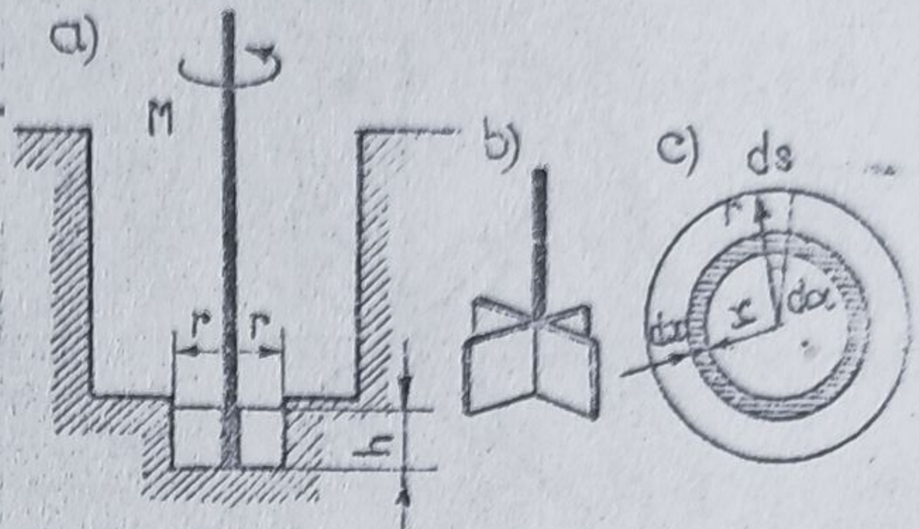


Fig.II.93. Aparat de forfecare cu palete

De obicei se consideră că $\tau \simeq c$ şi că apa nu are timpul să fie evacuată în timpul forfecării.

Rezistenţa la forfecare a rocilor şi masivelor stîncoase.

Iniţial se considera că rezistenţa la compresiune a rocii în zăcămînt coincide cu cea a epruvetelor extrase din ea. Ulterior, practica a pus în evidenţă importanţa fragmentării naturale, şi influenţa pe care o are asupra rezistenţei, contribuind la reducerea ei. S-a constatat că fragmentarea naturală este unul din principalii factori care determină particularităţile mecanice ale rocii. Cercetările au arătat că proprietăţile rocilor stîncoase în masiv se deosebesc mult de proprietăţile obţinute prin cercetarea lor pe epruvete, atît din cauza existenţei fragmentării în masiv cît şi din cauza unor defecte microstructurale, a anizotropiei naturale , şi a stării iniţiale de eforturi unitare.

Avînd în vedere cele arătate, s-a adoptat ca schemă de calcul pentru masivul stîncos, schema unui corp cvazi-continuu în care se ţine seama de existenţa eventualelor dislocaţii mai mari.

Pentru un material cvazizotrop se poate presupune că distribuţia eforturilor unitare se face similar ca într-un mediu continuu izotrop cu aproximaţia respectivă. Considerînd problema

planã, relaţia care ne dă variaţia lui τ în plan poate fi reprezentată ca în fig. .91.a.

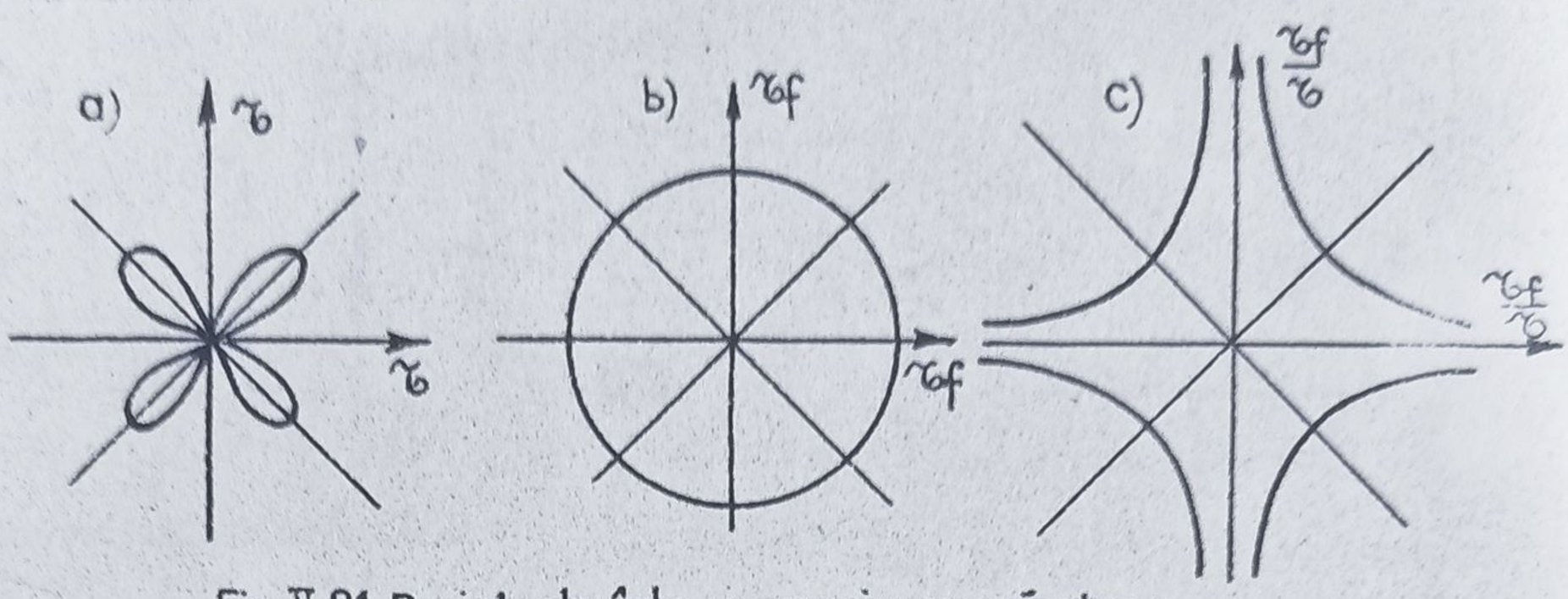


Fig. II.91. Rezistenţa într-un masiv cvasiizotrop.

La recile stîncoase, dintre legăturile care asigură continuitatea structurii şi capacitatea ei de a rezista unor solicitări exterioare, cea mai mare pondere o au legăturile rigide sub forma coeziunii de reţea şi a coeziunii intercristaline sau de cimentare. Aportul frecării şi a legăturilor hidrocoloidale este foarte redus, uneori lipsind chiar complet.

In acest caz variaţia în plan a rezistenţei la forfecare poate fi consideratã izotropă, fiind reprezentată printr-un cerc (fig.II.91.b).

Pentru o anumită stare de eforturi unitare, raportul dintre rezistenţa masivului ovaziizotrop şi efortul unitar după o direcţie a fost denumit indicele de rezistenţă al materialului după direcţia respectivă (fig.II.91.c).

In realitate, într-un masiv alcătuit din blocuri legate sau din blocuri joantive , rezistenţa sa după diferite direcţii este influenţatã de poziţia familiilor de discontinuităţi, de desimea lor (de indicele de fragmentare), de procentul de separare a suprafeţelor de ruptură în plan şi în spaţiu, de rugozitatea din discontinuităţi (frecarea între cele două feţe).

Presupunînd existenţa în plan a unei discontinuităţi după o direcţie dată, variaţia indicelui de rezistenţă, şi a rezisten-

ţei masivului după diferite direcţii se va prezenta ca în fig. II.92.

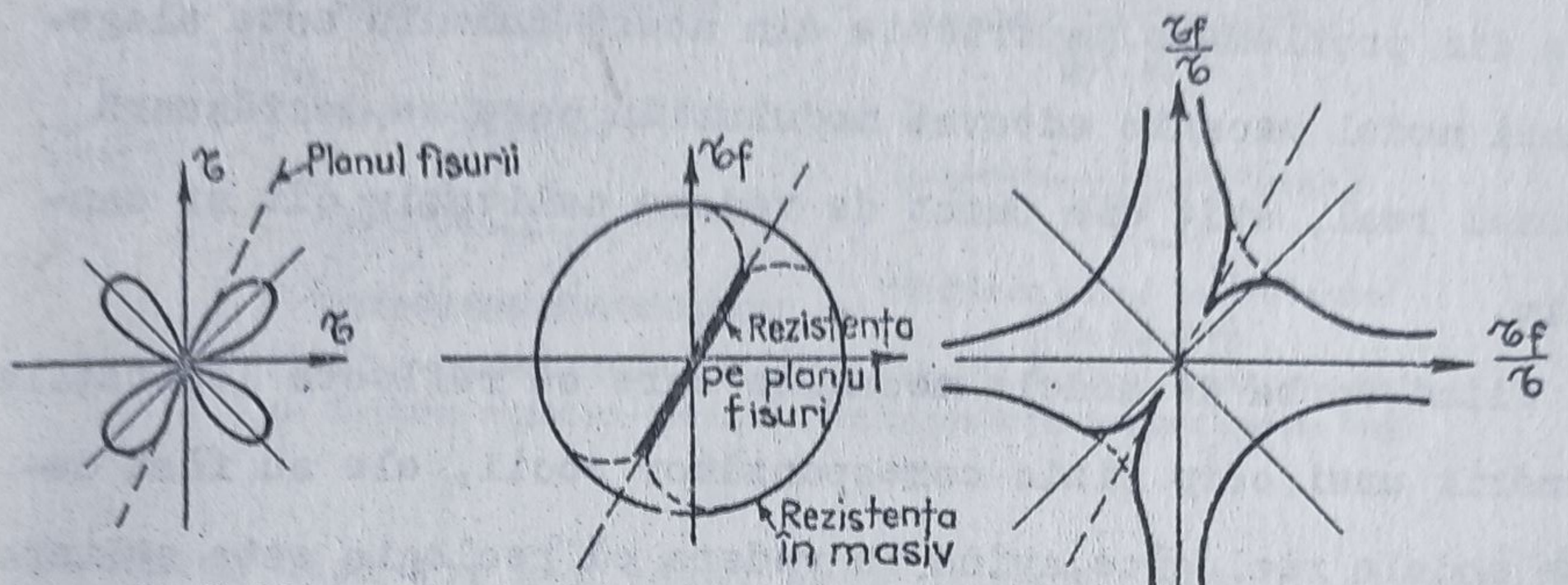


Fig.II.92. Rezistenţa într-un masiv cu o direcţie de fisurare.

III. Mecanica pămînturilor şi rocilor stîncoase.

A. Starea de eforturi unitare în pămînt .

1. Modelele mecanice pentru pămînturi.

In problemele comportării rocilor sub acţiunea sarcinilor, prezintă un interes deosebit corelarea legilor mecanicei cu acele caracteristici naturale şi proprietăţi ale rocilor, care caracterizează deformabilitatea lor.

Neglijînd celelalte proprietăţi ale rocilor, în raport cu cele care reflectă proprietăţile lor mecanice, noi înlocuim roca existentă reală, cu schema ei aproximativă, creata artificial, Ea ne permite să analizăm fenomenele naturale, din punctul de vedere dorit, cu ajutorul legilor mecanicii, şi poate fi denumită model mecanic al rocii respective.

Din punct de vedere metodologic, studierea modelelor mecanice trebuie privită ca una din formele gîndirii abstracte, care reprezintă un rol important în procesul cunoaşterii esenţei fenomenelor de deformaţie a rocilor sub acţiunea sarcinilor.

Folosirea modelelor mecanice la studiul deformabilităţii rocilor se poate face numai cu anumite rezerve. Calculele bazate pe aceste modele, nu dau o coincidenţă perfectă cu realitatea.

Aceasta nu reduce cu nimic însă importanţa modelelor mecanice cînd modelul ales se apropie mult de condiţiile reale. Rezultă că una din problemele importante din acest domeniu este alegerea unui model mecanic adecvat modului în care se desfăşoară fenomenul real, atît din punct de vedere calitativ cît şi cantitativ.

Fiind vorba de modele mecanice care să reflecte legităţile deformării unui corp fizic corespunzător rocii, ele au fost denumite modele reologice, avînd în vedere că reologia este ştiinţa care se ocupă de legile generale ale deformaţiei corpurilor.

Funcţie de corelaţia dintre deformaţie şi efort unitar distingem un corp euclidian (deformaţii nule) corp Hooke (corelaţie liniară), corp Newtonian (lichid vîscos), Saint Venant (frecare) şi lichidul Pascal (lichid ideal incompresibil) sau combinaţii ale acestor modele simple, în care corpurile enunţate mai sus sînt denumite elementele reologice.

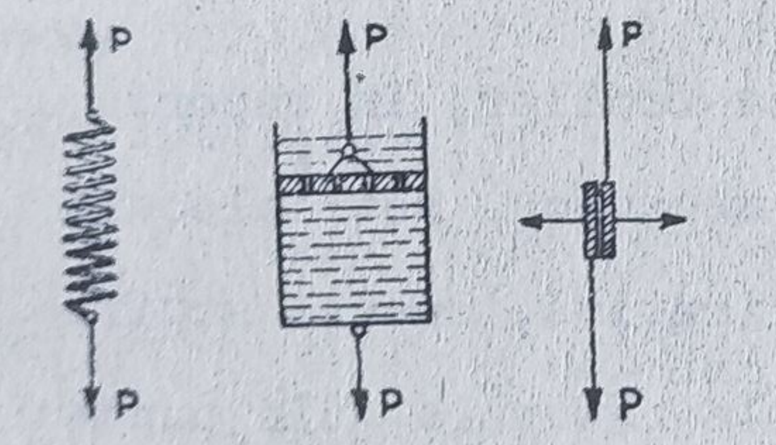
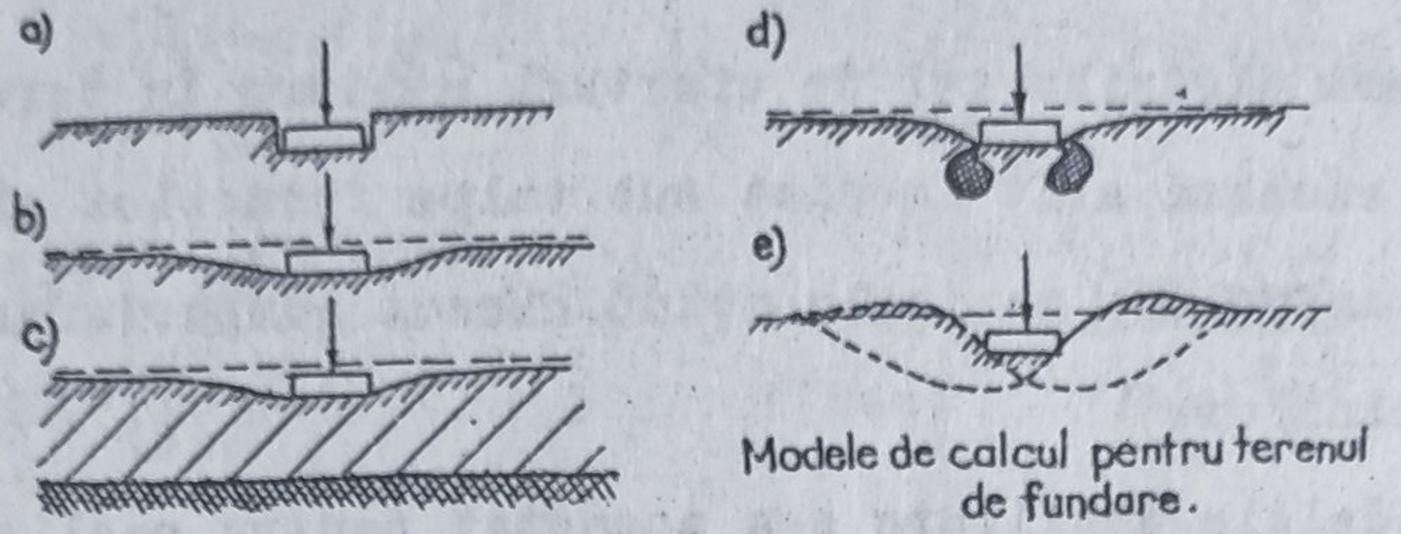


Fig. III.1.

Pentru pămînturi s-a acceptat corelaţia liniară între eforturi unitare şi deformaţii, în ceea ce priveşte problema stării de eforturi şi deformaţiile din terenul de fundaţie. Ca modele de calcul pentru aceste probleme se folosesc modelul Fuss-Winkler, semispaţiul elastic şi semispaţiul elastic de grosime finită aşezat pe fundament rigid.

Pentru problemele privind rezistenţa terenului de fundaţie şi stabilitatea sa se foloseşte semispaţiul elastico-plastic şi semispaţiul la echilibrul limită. In fig.III.1 se dau schemele de calcul pentru modelele arătate.



Modele de calcul pentru terenul de fundare.

Fig III.2. a - model Fuss - Wincler; b - semispațiu elastic; c - semispațiu elastic pe fundație rigidă; d - semispațiu elastico-plastic; e - semispațiu la echilibru limită.

Pámîntul după cum s-a văzut este un mediu granular. transmiterea sarcinilor în acest mediu granular se face de la granulă la granulă (fig. III.3) Distribuţia de eforturi unitare este discontinuă, însă poate fi asimilată la granule mici cu una continuă echivalentă. Acest mediu poate fi schematizat şi sub forma unui mediu discret, în care toate granulele sînt de aceleaşi dimensiuni şi aceeaşi formă.

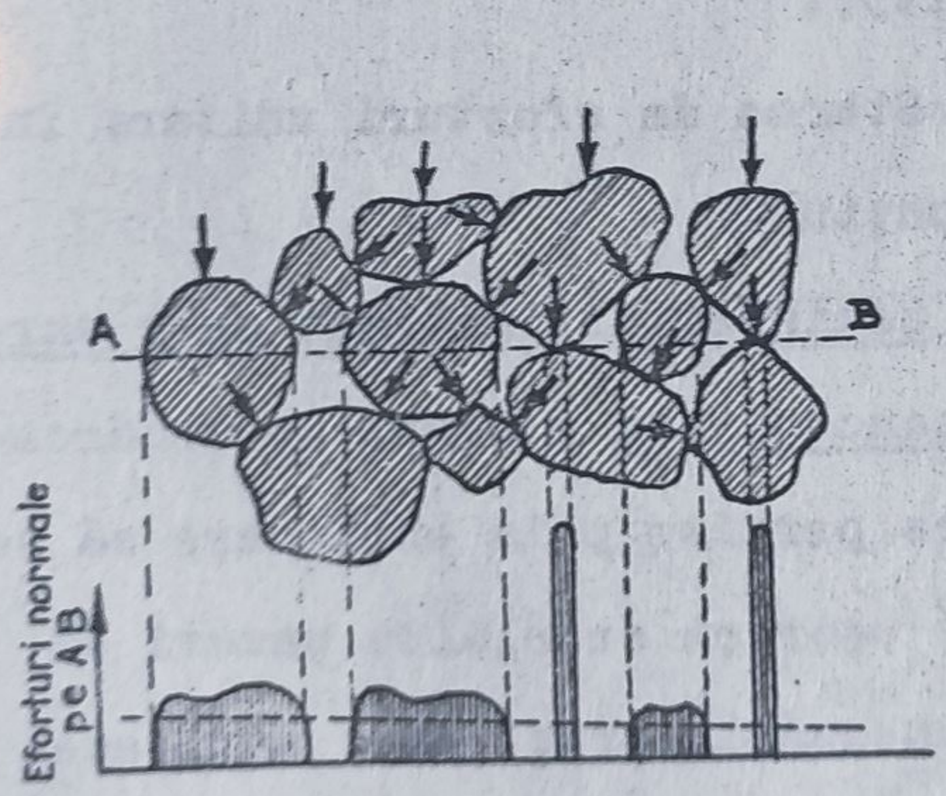


Fig. III.3. Eforturi unitare în granulele scheletului

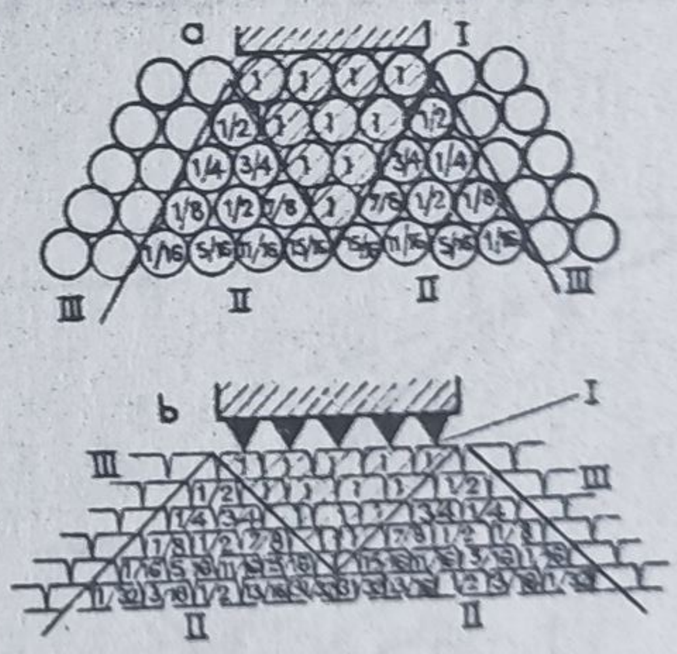


Fig. III.4. Scheme simplificate pentru eforturile unitare în semispațiul discret
a - granule de formă sferică
b - granule de formă prismatică

In fig. III.4 se arată modul de repartiţie al sarcinilor în acest mediu discret.

Granulele pămînturilor fiind destul de mici, s-a acceptat ipoteza

unui mediu continuu, adică s-a luatîn considerare o distribuţie continuă echivalentă.

Problema distribuţiei de eforturi unitare în terenul de fundaţie interesează atît imediat sub talpa fundaţiei cît şi în profunzimea masivului, ea influenţînd direct comportarea lui sub acţiunea sarcinilor.

Din modelele analizate s-a acceptat pentru realizarea practică a problemei, semispaţiul omogen, izotrop şi liniar deformabil, care se deosebeşte de semispaţiul omogen, izotrop şi elastic numai prin faptul că deformaţiile care apar în el în urma eforturilor unitare provocate de sarcini, nu sînt elastice.

Astfel considerînd din curba caracteristică a pămîntului numai porţiunea în care avem liniaritate între eforturi şi deformaţii, pentru rezolvarea problemei distribuţiei de eforturi putem folosi relaţiile date în teoria elasticităţii, cu observaţia că modulul de elasticitate se înlocuieşte cu modulul de deformaţie liniară, relaţia fiind valabilă după ce eforturile unitare şi deformaţiile s-au stabilizat (fig.III.5).

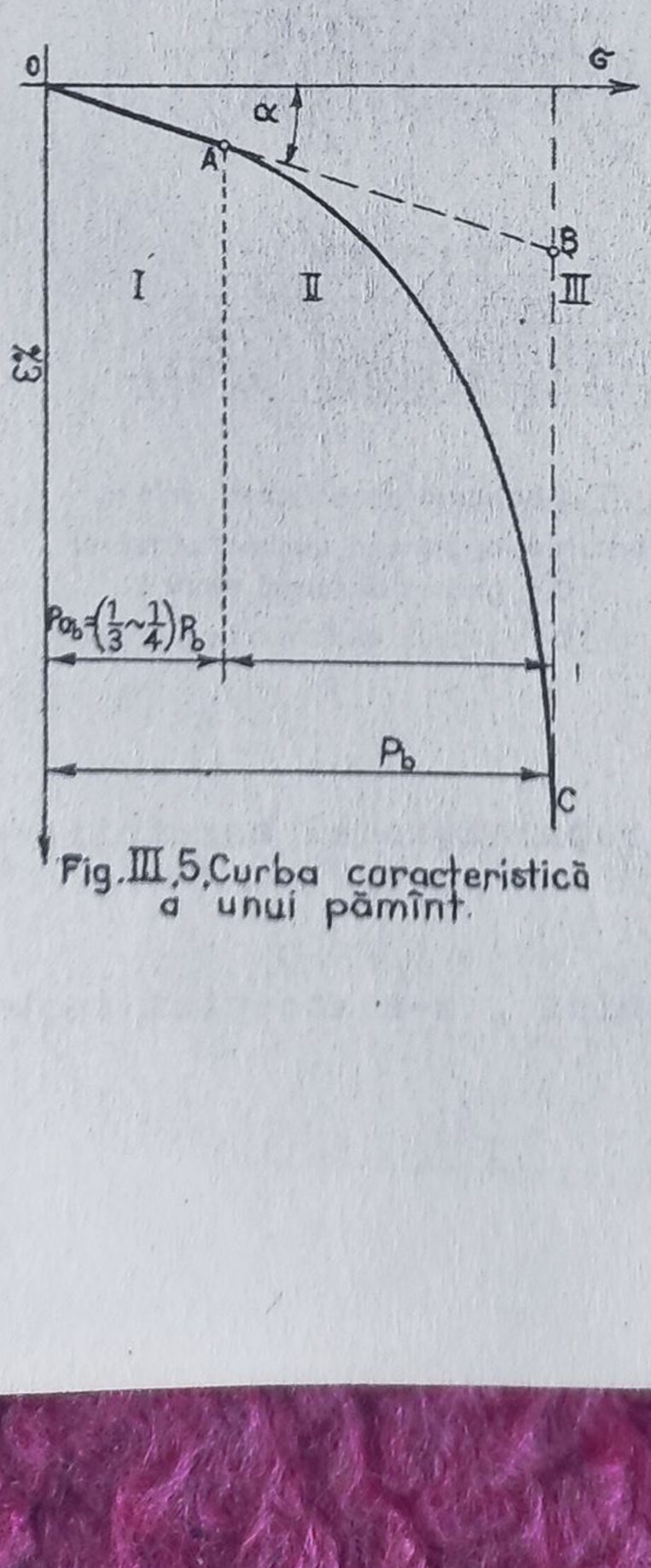


Fig.III.5.Curba caracteristică a unui pămînt.

Starea de eforturi unitare în semispaţiu .

2.<u>Semispaţiul încărcat cu o sarcină concentrată</u> . Cazul de încărcare care permite prin extindere să se deducă uşor şi celelalte cazuri ce interesează în practică , este acel al semispaţiului încărcat cu o sarcină concentrată (fig.III.6).

Expresiile eforturilor unitare , ce iau naştere într-un punct din semispaţiu sub această încărcoare sînt următoarele:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (\text{III}.1.)$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi}\left[\frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3}\left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{(R+z)^2R^3} - \frac{z}{R^3}\right)\right]$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi}\left[\frac{x^2 y}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3}\left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2R^3} - \frac{z}{R^3}\right)\right]$$

$$\tau_{zy} = \frac{3P}{2\pi}\frac{yz^2}{R^5}, \tau_{zx} = \frac{3P}{2\pi}\frac{x \cdot z^2}{R^5}$$

$$\tau_{xy} = \frac{3P}{2\pi}\left[\frac{x \cdot y \cdot z \cdot}{R^5} - \frac{1-2\nu}{3}\frac{(2R+z)xy}{(R+z)^2R^3}\right]$$

In aceste relaţii $R = \sqrt{x^2+y^2+z^2}$.

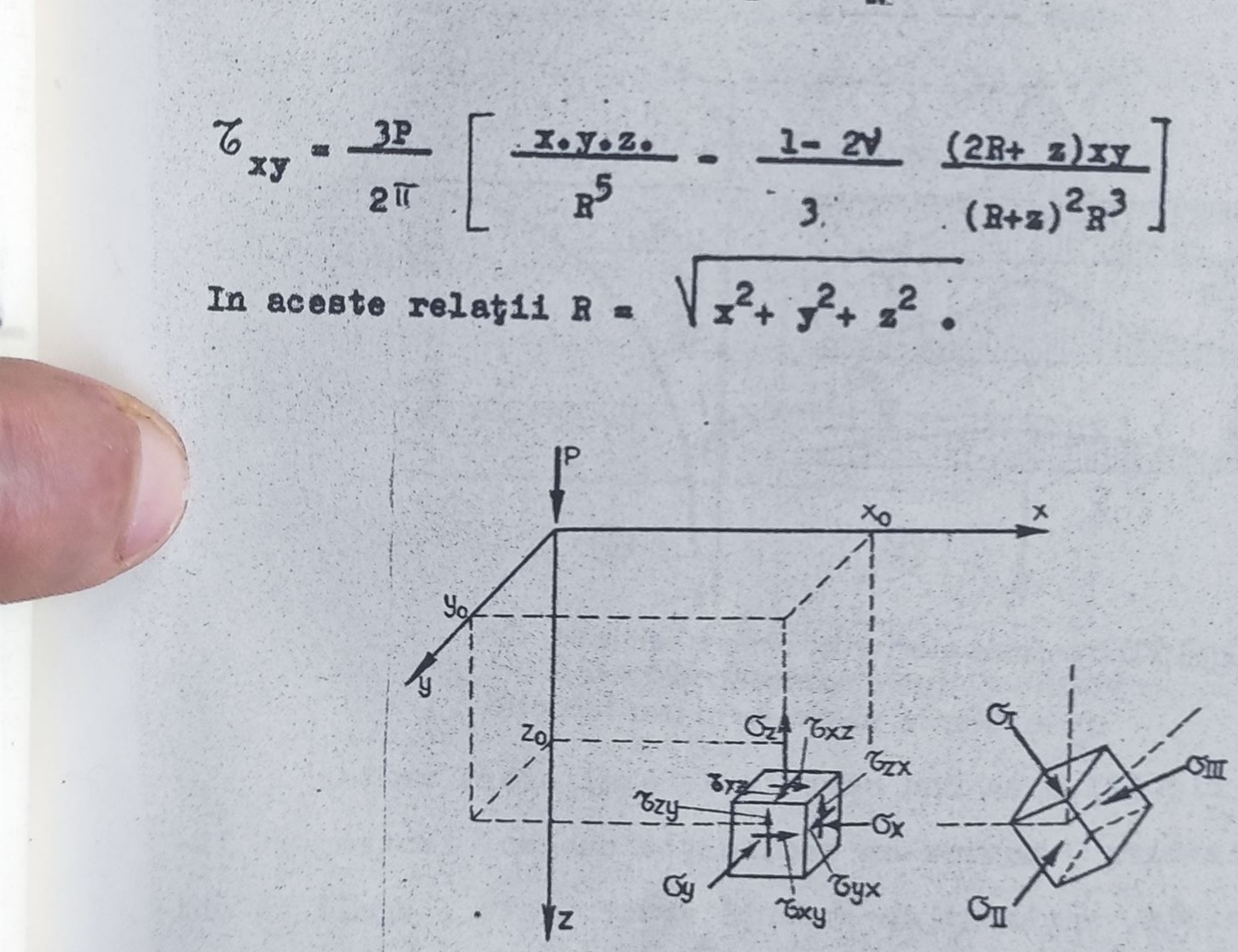


Fig.III.6. Echilibrul unui cub elementar.

In practică se foloseşte aproape exclusiv numai expresia pentru σ_z. Se observă că în punctul de aplicaţie al forţei valoarea efortului unitar vertical tinde spre infinit ceea ce denotă

că în imediata ei apropiere eforturile unitare depăşind limita de proporţionalitate, formulele demonstrate pentru mediile liniar deformabile nu mai pot fi aplicate .

Pentru folosirea în practică , expresia efortului unitar vertical σ_z se transcrie în forma

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{\sqrt{(r^2+z^2)^5}} = \frac{3P}{2\pi z^2\left(1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}} = K.\frac{P}{z^2}$$

Variaţia în plan la diferite cote z, şi în plan vertical la diferite distanţe de punctul de aplicaţie al forţei , a efortului unitar σ_z rezultă din fig.III.7.

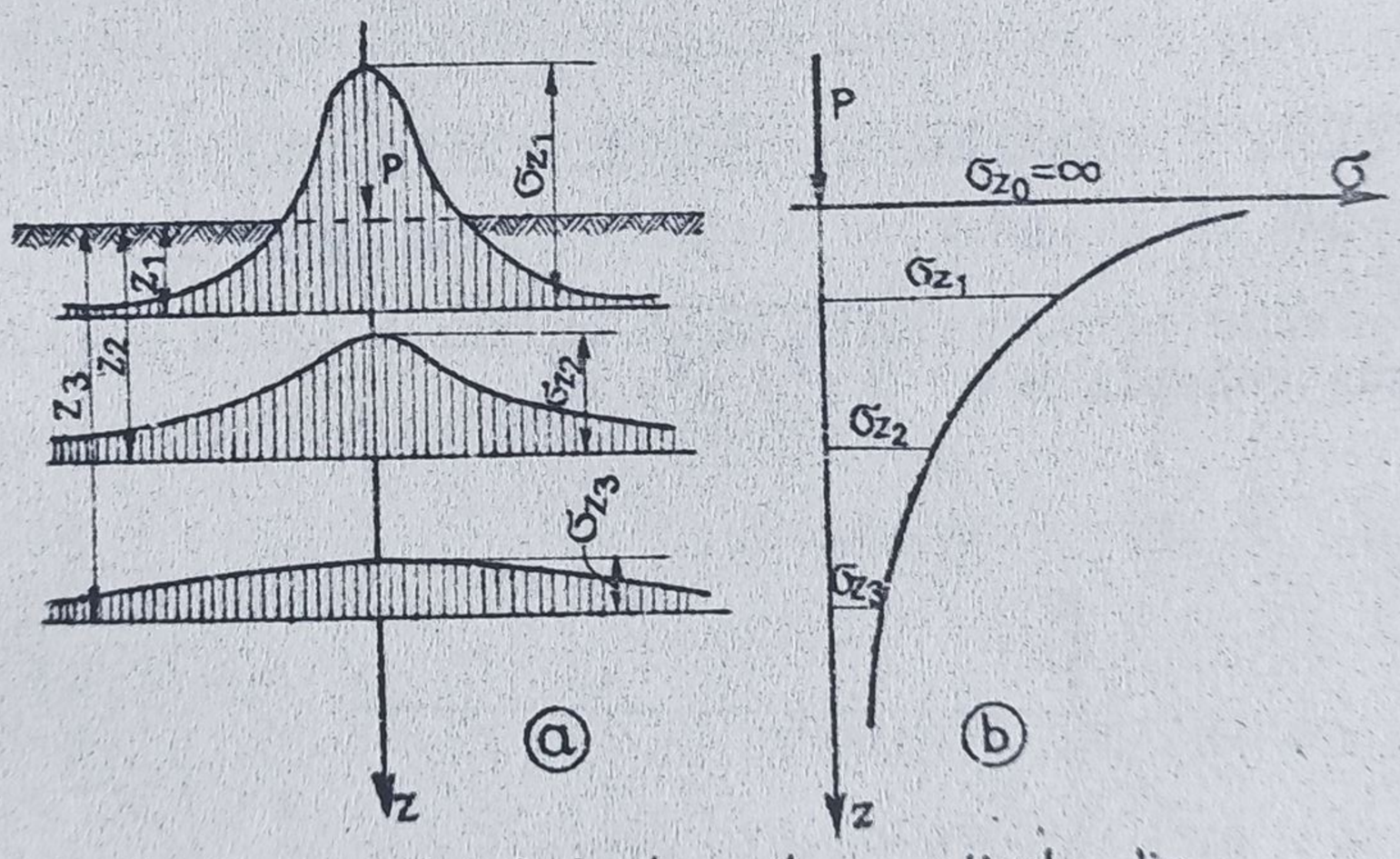


Fig.III.7 Diagramele eforturilor unitare verticale din forţă concentrată
a- la diferite nivele; b-în axa fundaţiei.

In fig.III.8 se dau curbele de egal efort unitar (curbele izobare) pentru un semispaţiu omogen, izotrop şi liniar deformabil, acţionat de o forţă concentrată , egală cu unitatea.

$$\sigma_{z_1} = \frac{K}{z^2}$$

Efortul unitar vertical pentru o sarcină egală cu P se va calcula cu expresia $\sigma_z = P.\sigma_{z_1}$.

Dacă pe suprafaţa orizontală care delimitează semispaţiul acţionează mai multe sarcini concentrate normale pe ea, se poate aplica principiul suprapunerii efectelor (fig.III.9)-.

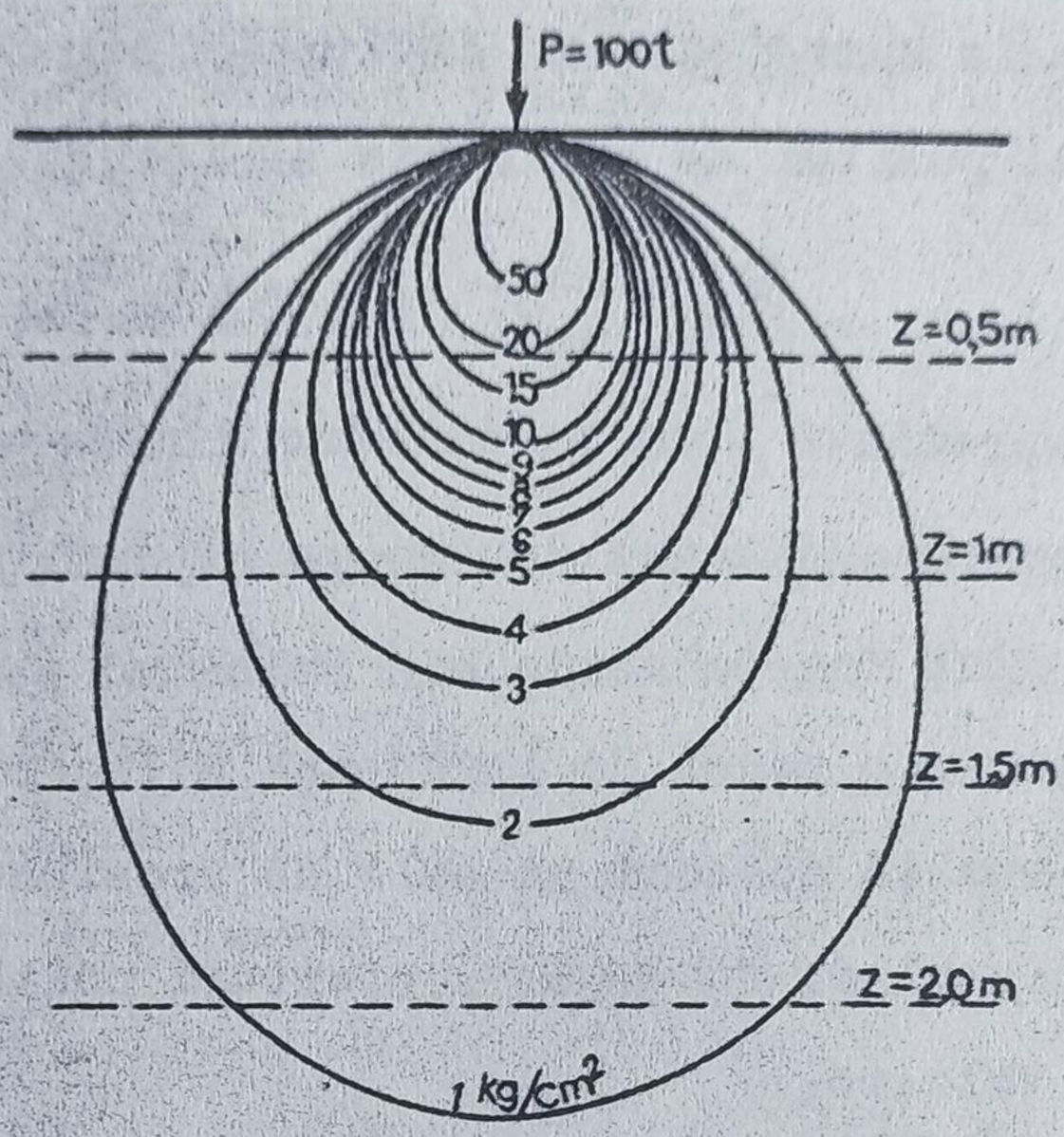


Fig. III.8. Curbe izobare.

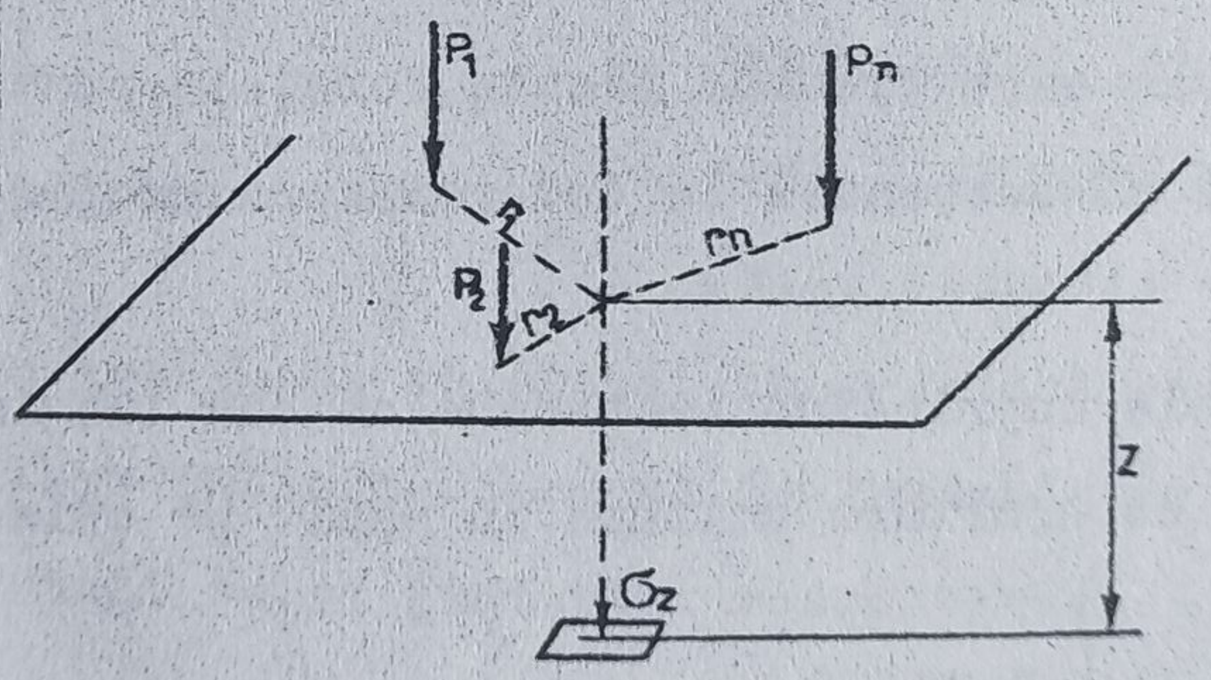


Fig. III.9. Sarcini distribuite pe un semispaţiu.

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \left(K_1 P_1 + K_2 P_2 + \ldots K_n P_n \right).$$

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum P_1 K_1 \qquad \text{(III.2)}$$

Punctul în care se calculează efortul unitar , se află la cota z, iar Ki este o funcţie $\frac{r_1}{z}$.(tab.III.)

/Expresia

$$\sigma_{zi} = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

reprezintă ordonata suprafeţei de influenţă pentru adîncimea z la distanţa r_i de punctul de aplicaţie al forţei

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2}\sum P_i K_i = \sum P_i \sigma_{zi}$$

$\sum P_i \sigma_{zi}$ reprezintă suma produselor dintre valoarea forţelor şi ordonatelor corespunzătoare lor de pe suprafaţa de influenţă.

Liniile izobare sînt foarte utile, ele folosind pentru:

1. Determinarea zonei de influenţă a încărcării în masivul de teren , zonă numită deseori şi bulb de presiune . In această zonă apar în terenul de fundaţie , eforturi unitare σ_z mai mari decît o anumită valoare.

Cunoscînd această zonă , se poate stabili gradul în care o fundaţie influenţează o fundaţie vecină , şi se poate stabili adîncimea pînă la care trebuie făcute forajele pentru prelevare de probe , care să servească la determinarea proprietăţilor pămîntului.

2. Epurele cuprinzînd izobarele ne dau imaginea sintetică a distribuţiei de eforturi unitare în masiv pe orizontală şi pe verticală.

In realitate forţa nu se aplică pe suprafaţa semispaţiului ci la o anumită adîncime t. Melan dă o următoarea expresie pentru efortul unitar vertical în acest caz. (fig.III.1o)

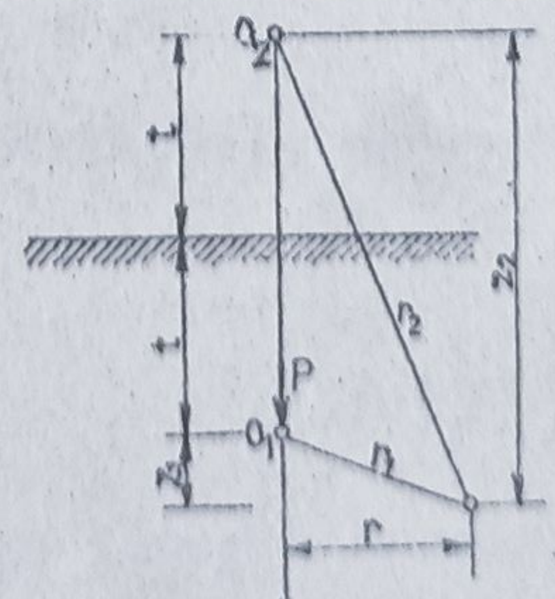


Fig.III.10.Forţa în semispaţiu

$$\sigma_z = \frac{m}{m-1}\,\frac{3P}{4\pi}\left[\frac{m-2}{6m}\,z_1\left(\frac{1}{r_1^3}-\frac{1}{r_2^3}\right)+\frac{z_1^3}{2r_1^5}+\left\{\frac{3m-4}{2m}\,z_2-\frac{m-2}{m}\,t\right\}\frac{z_2^2}{r_2^5}-tz_2(z_2-t)\,\frac{3r^2-2z_2^2}{r_2^7}\right]$$

Valoarea r_2 se poate neglija cînd $z_1 > t$ şi cînd ea este la puterea 5 sa 7.

In cazul cînd semispaţiul este acţionat în origine de o forţă orizontală dirijată după una din axele din planul de separaţie , valoarea efortului unitar vertical σ_z se poate calcula cu relaţia (Fig.III.11).

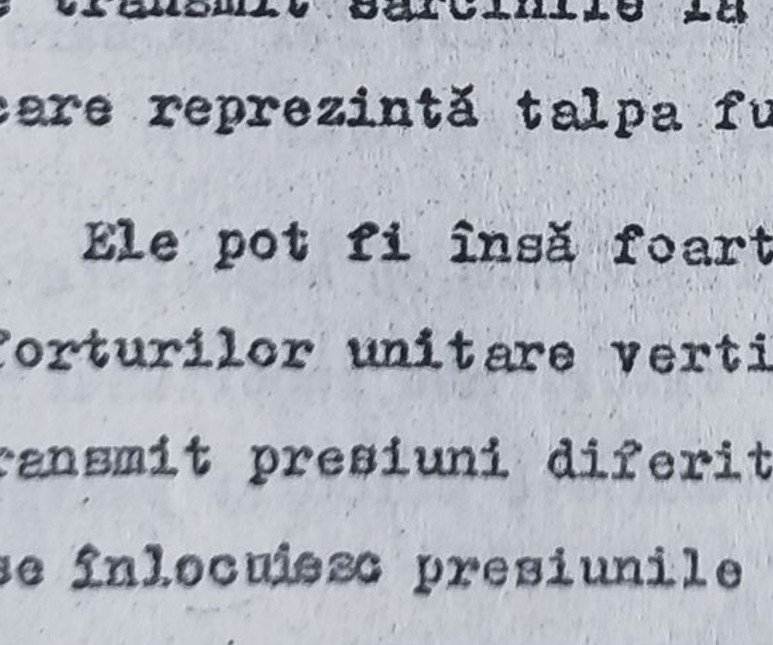


Fig III.11 Forţa concentrată orizontală.

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi}\,\frac{x\,z^2}{R^5}$$

<u>Semispaţiul încărcat cu sarcini distribuite pe o suprafaţă.</u> Cazurile de încărcări analizate nu se întîlnesc de obicei în practică , deoarece fundaţiile transmit sarcinile la terenul de fundaţie printr-o suprafaţă, care reprezintă talpa fundaţiei respective.

Ele pot fi însă foarte utile pentru un calcul aproximativ al eforturilor unitare verticale cînd avem mai multe suprafeţe ce transmit presiuni diferite la terenul de fundaţie. In acest caz se înlocuiesc presiunile pe talpă cu rezultanta lor aplicată în centrul de greutate al diagramei care reprezintă variaţia acestora. Rezultă pentru fiecare fundaţie o forţă concentrată , ceea ce permite ca efortul unitar într-un punct să se calculeze cu relaţia III.2.

Considerînd că distribuţia presiunilor se face pe suprafaţa terenului de fundaţie prin talpa fundaţiei ,apare problema

sarcinii distribuite pe un semispaţiu. Rezolvarea ei se obţine folosind relaţia cunoscută a semispaţiului încărcat cu o forţă concentrată.(III.1).

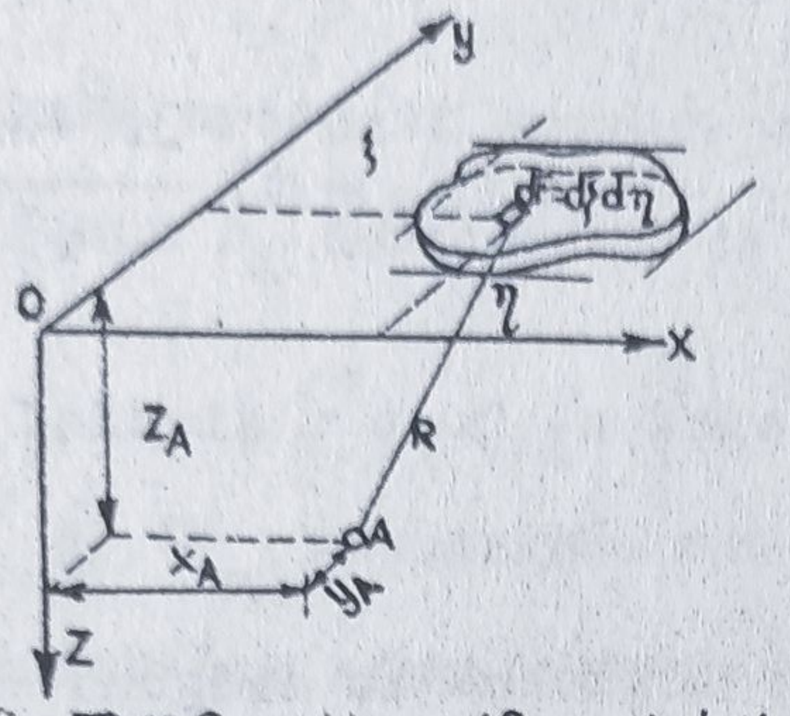


Fig.III.12.Sarcina uniform distribuită pe semispaţiu

Considerînd o suprafaţă de dimensiunile $d\xi \cdot d\eta$ acţionată de o presiune $p(\xi,\eta)$ egală cu presiunea medie pe această suprafaţă aplicată în centrul ei şi o , obţinem următoarea expresie, pentru efortul unitar $d\sigma_z$ provocat de sarcina de mai sus , în punctul de coordonate x_A, y_A, z_A.

$$d\sigma_z = \frac{3p(\xi,\eta)d\xi \cdot d\eta}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} = \frac{3p(\xi,\eta)d\xi \cdot d\eta}{2\pi} \frac{z^3}{[(x_A-\xi)^2+(y_A-\eta)^2+z_A^2]^{5/2}}$$

Integrînd această expresie pe aria A , pentru diferitele puncte de coordonate ξ,η vom obţine valoarea lui σ_z în punctul de coordonate x_i, y_i, z_i

Relaţia dedusă este valabilă pentru orice fel de sarcină şi orice formă de suprafaţă încărcată.

In realitate formele cele mai frecvente de suprafeţe fiind cele dreptunghiulare , avînd diferite valori ale raportului laturilor şi cele circulare, soluţia generală s-a calculat pentru aceste suprafeţe.

De asemenea la suprafaţa dreptunghiulară , pentru a se simplifica problema , efortul a fost calculat pentru verticala ce trece prin centrul şi prin colţul fundaţiei.

Tot pentru simplificarea problemei , încărcarea a fost considerată uniform distribuită.

Valorile eforturilor unitare pe centru σ_{zo} şi pe colţ σ_{zc} au expresiile

$$\sigma_{zo} = \frac{2p}{\pi}\left[\frac{2mn}{\sqrt{1+m^2+4n^2}}\cdot\frac{1+m^2+8n^2}{(1+m^2+4n^2)4n^2+m^2}+\right.$$

$$\left.+\arcsin\frac{m}{\sqrt{(m^2+4n^2)(1+4n^2)}}\right]$$

$$\sigma_{zc} = \frac{p}{2\pi}\left[\frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}}\cdot\frac{1+m^2+2n^2}{(1+m^2+n^2)n^2+m^2}+\right.$$

$$\left.+\arcsin\frac{m}{\sqrt{(m^2+n^2)(1+n^2)}}\right]$$

Pentru o suprafaţă circulară cu o sarcină verticală uniform distribuită , relaţia care ne dă efortul unitar vertical pentru punctele aflate pe verticala ce trece prin centrul suprafeţei este :

$$\sigma_{zo} = p\left[1-\left(1+\frac{a^2}{z^2}\right)^{-\frac{3}{2}}\right] \qquad (III.3)$$

In aceste relaţii :

m - este raportul laturilor dreptunghiului l/b

l - este lungimea dreptunghiului

b - lăţimea dreptunghiului

n - este raportul dintre adîncimea punctului z şi lăţimea dreptunghiului, z/b .

a - este raza suprafeţei circulare .

p - este valoarea încărcării uniform distribuite.

Sub formă simplificată relaţiile se pot scrie:

$$\sigma_{zo} = \alpha_o p.$$

$$\sigma_{zo} = \alpha_c p$$

$$\sigma_z = \alpha \cdot p.$$

α_o, α_c şi α fiind funcţii numai de mărimile m, n , a şi s şi se găsesc calculate în tabele. (tab.V. , tab.VI.)

In cazul în care punctele în care dorim să aflăm efortul unitar vertical nu se află pe verticala ce trece prin centrul sau colţul unei suprafeţe dreptunghiulare uniform încărcate ,folosim metoda punctelor de colţ, bazată pe principiul suprapunerii efectelor.

In cazul unui punct situat în interiorul suprafeţei (fig.III.13), aceasta se împarte în patru suprafeţe componente în care punctul considerat se află în colţul fiecăreia.

Eforţul unitar vertical la adîncimea z , pe verticala ce trece prin acel punct va fi

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} + \alpha_{c2} + \alpha_{c3} + \alpha_{c4}) \cdot p.$$

In cazul unui punct situat în afara suprafeţei dreptunghiulare se procedează în mod analog numai că aici se scade α_{c3} (suprafaţa ABF) şi α_{c4} (suprafaţa FIK) din α_{c1} (suprafaţa ACD)şi α_{c2} (suprafaţa DEK).

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} + \alpha_{c2} - \alpha_{c3} - \alpha_{c4}) \cdot p.$$

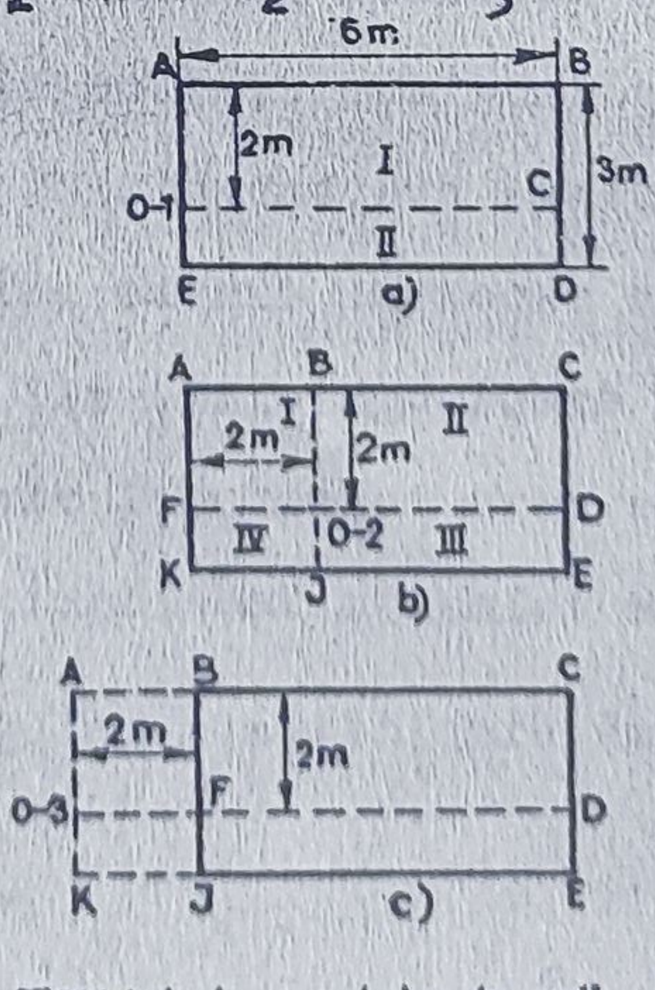


Fig.III.13 Metoda punctelor de colţ.

De multe ori în practică se întîlneşte cazul unor sarcini liniare care acţionează pe o anumită lungime finită , avînd o valoare constantă în lungul porţiunii respective sau o variaţie liniară.

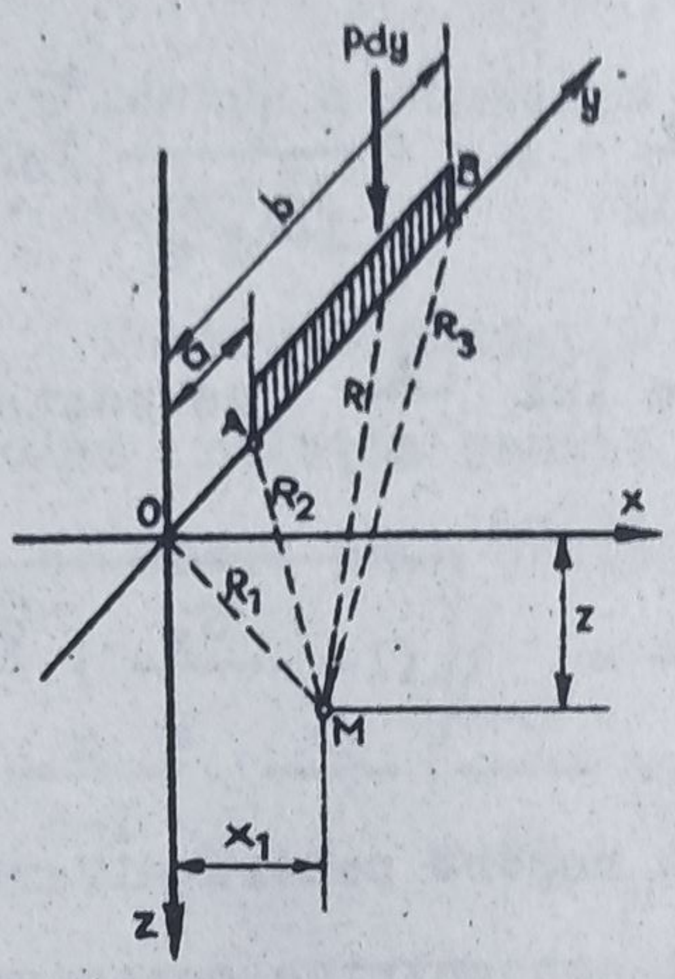


Fig.III.14 Sarcina liniară uniformă de lungime finită.

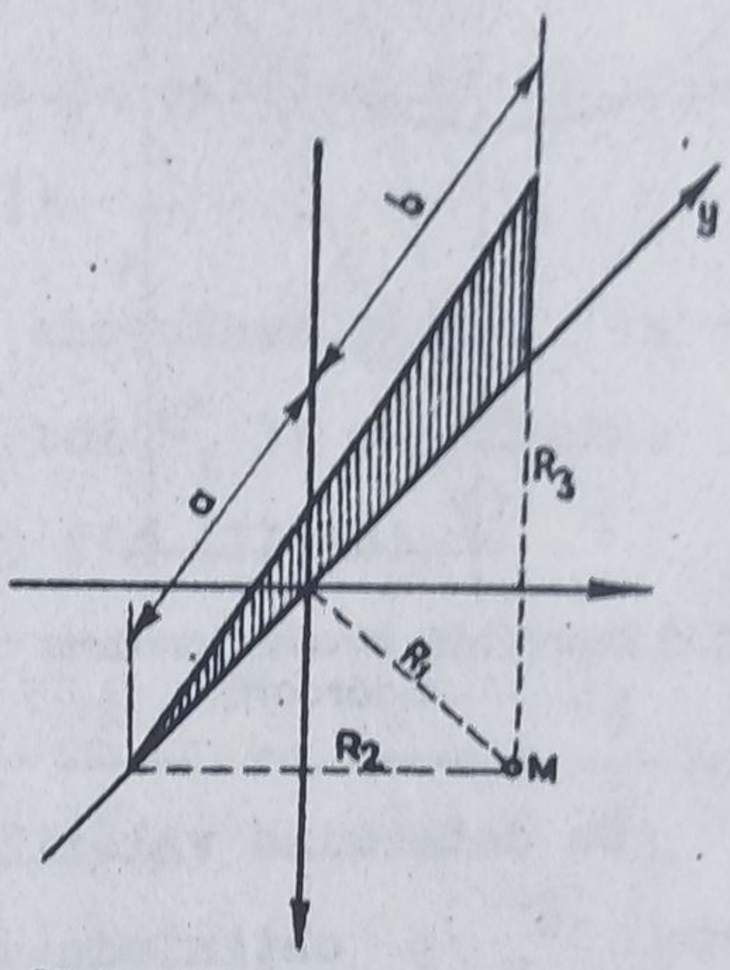


Fig.III.15 Sarcină liniară triunghiulară de lungime finită.

Pentru calculul eforturilor unitare σ_z se folosesc următoarele relaţii (fig.III.14 şi fig.III.15)

$$\sigma_z = \frac{pz}{2\pi R_1^4}\left[\frac{b(3R_1^2 + 2b^2)}{(R_1^2 + b^2)^{3/2}} \mp \frac{a(3R_1^3 + 2a^2)}{(R_1^2 + a^2)^{3/2}}\right]$$

$$\sigma_z = \frac{z^3 m}{2\pi}\left[\frac{1}{R_2^3} - \frac{1}{R_2^3} \pm \frac{a}{R_1^4}\left(\frac{b(3R_1^2 + b^2)}{R_1^3} \mp \frac{a(3R_1^2+2a^2)}{R_1^3}\right)\right]$$

Pentru cazul în care , suprafaţa încărcată are o formă foarte neregulată , şi încărcările pe diferite porţiuni ale ei sînt diferite , se poate folosi o diagramă foarte utilă imaginată de Newmark.

Se porneşte de la relaţia III.3 în care raportul a/z se

înlocuieşte cu tg α . In această situaţie se poate scrie raportul dintre efortul unitar vertical în axul suprafeţei şi sarcină ca fiind (fig.III.16).

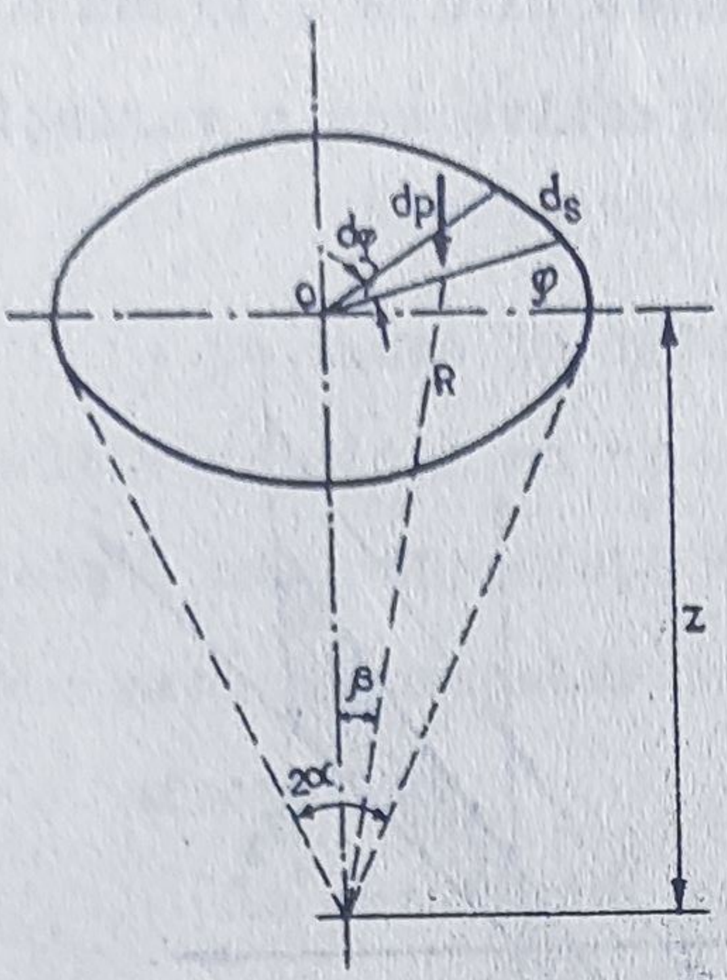


Fig.III.16. Suprafaţă circulară uniform încărcată.

$$\frac{\sigma_{zo}}{p} = 1 - \left(\frac{1}{1+tg^2\alpha}\right)^{3/2} = 1 - \cos^3\alpha$$

valoarea lui $\frac{a}{z}$ se poate determina ca fiind

$$\frac{a}{z} = \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_z}{p}\right)^{-\frac{2}{3}} - 1}$$

Se determină valorile acestui raport pentru diferite rapoarte σ_z/p obţinîndu-se cercuri concentrice corespunzătoare, avînd diferite raze.

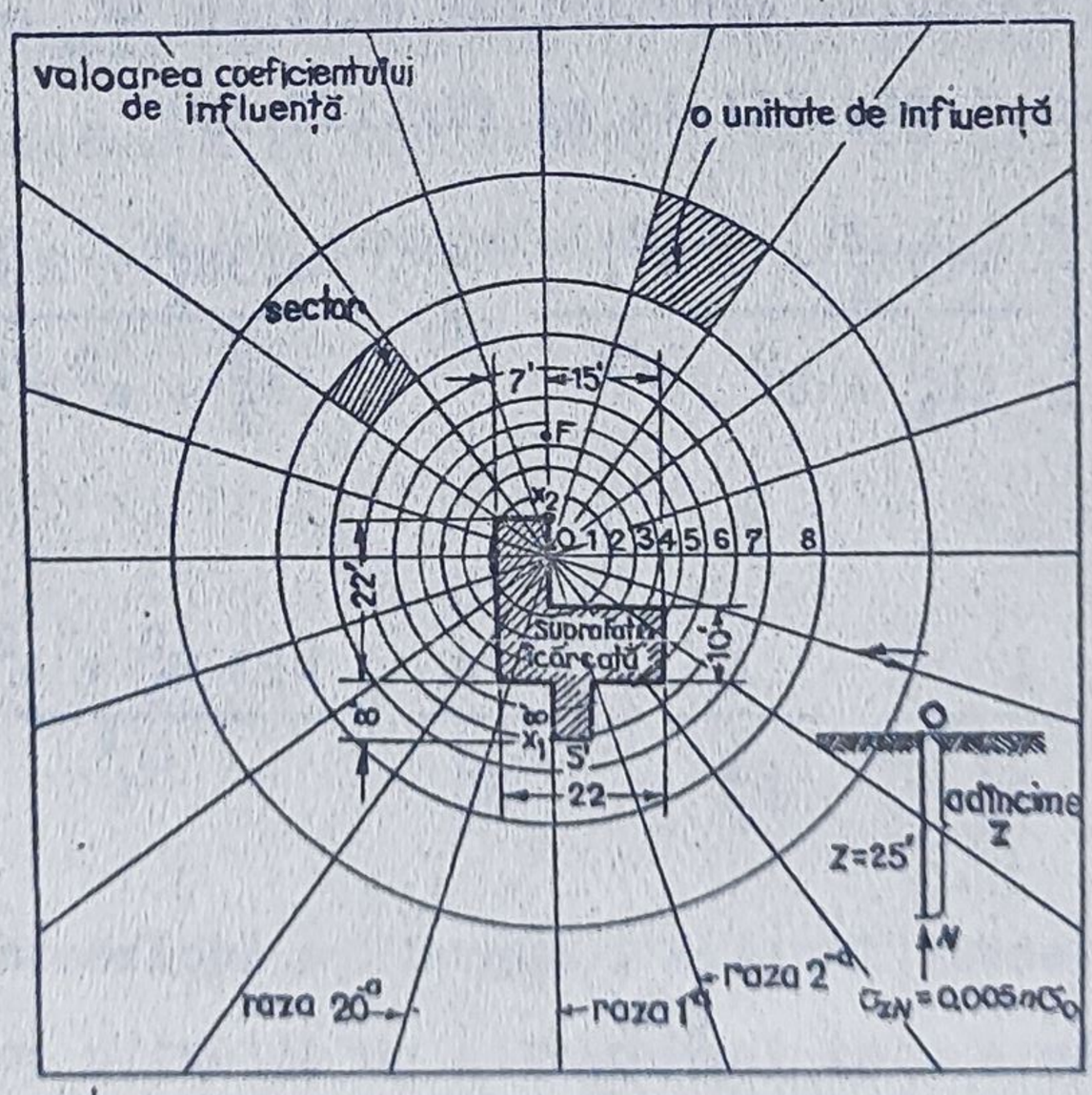


Fig.III.17. Diagrama de influenţă după Newmark pentru calculul efortului unitar normal la adîncimea z dat de o sarcină uniform distribuită σ_o.

Problema fiind axial simetrică înseamnă că fiecare coroa-

înlocuieşte cu tg α . In această situaţie se poate scrie raportul dintre efortul unitar vertical în axul suprafeţei şi sarcină ca fiind (fig.III.16).

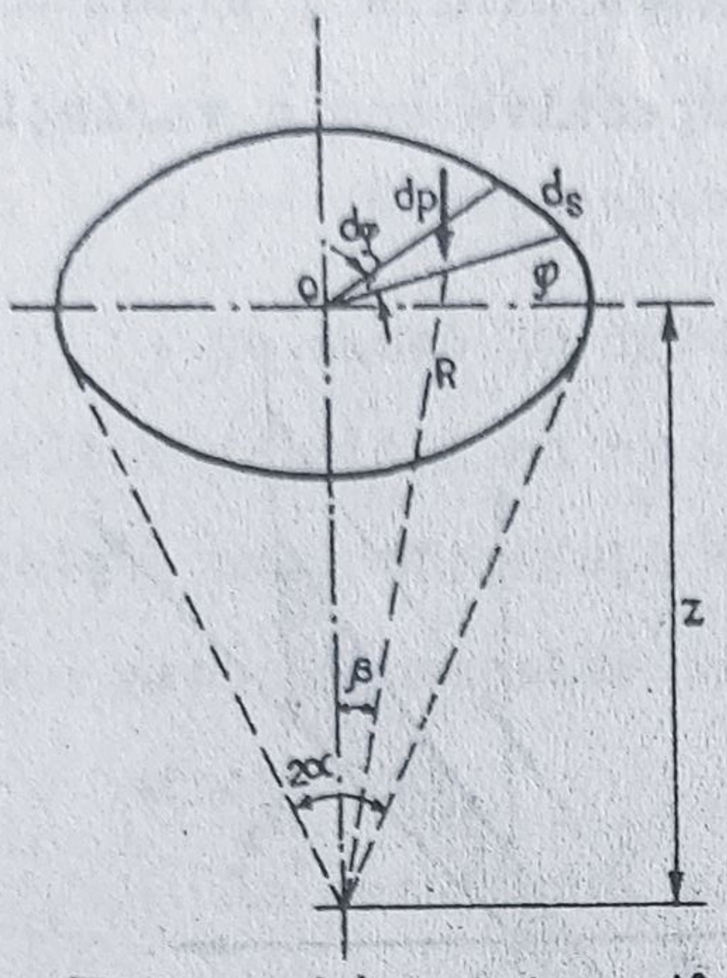


Fig.III.16. Suprafaţă circulară uniform încărcată.

$$\frac{\sigma_{zo}}{p} = 1 - \left(\frac{1}{1+tg^2\alpha}\right)^{3/2} = 1 - \cos^3\alpha$$

valoarea lui $\frac{a}{z}$ se poate determina ca fiind

$$\frac{a}{z} = \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_z}{p}\right)^{-\frac{2}{3}} - 1}$$

Se determină valorile acestui raport pentru diferite rapoarte σ_z/p obţinîndu-se cercuri concentrice corespunzătoare, avînd diferite raze.

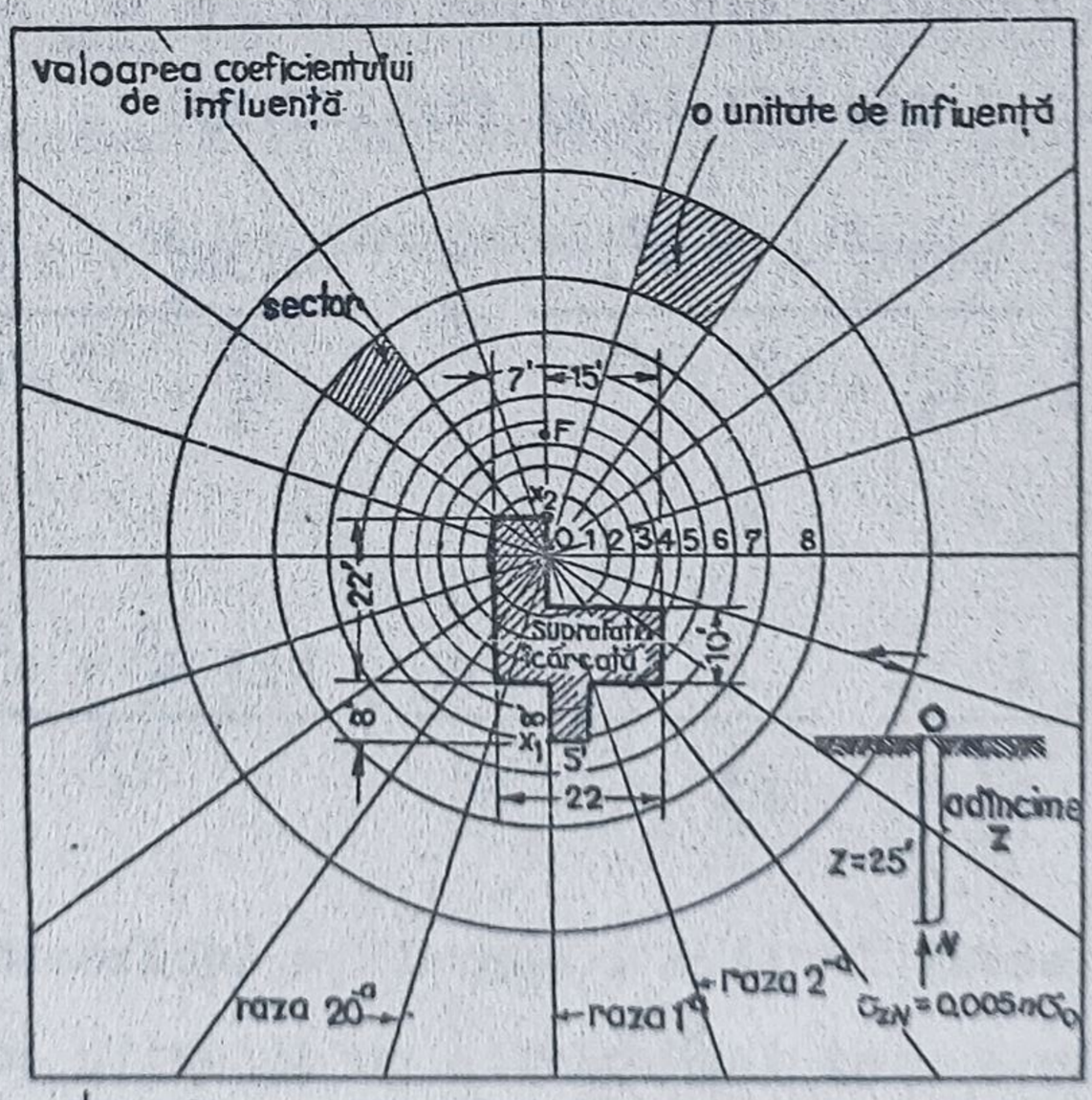


Fig.III.17 Diagrama de influenţă după Newmark pentru calculul efortului unitar normal la adîncimea z dat de o sarcină uniform distribuită σ_o.

Problema fiind axial simetrică înseamnă că fiecare coroa-

nă circulară împărţită în 2o de sectoare va avea pe un sector 1/2o din încărcarea ce revine coroanei având lo zone concentrice, unui sector egal cu o unitate de influenţă îi revine $1/2oo\,\sigma_o$ respectiv $o,oo5\,\sigma_o$.

Pentru n sectoare încărcate va corespunde un efort unitar $\sigma_z = o,oo5\,\sigma_o$ (fig.III.17).

Pentru o fundaţie de forma circulară plasată la o anumită adîncime , relaţia pentru calculul lui σ_z la o adîncime z_1 pe axul ce trece prin centru este : (fig.III.18).

$$\sigma_z = \frac{m}{n-1}\,\frac{3_q}{2}\left[\frac{m-2}{6m}\,z_1\left(\frac{1}{r_{o2}} - \frac{1}{r_{o1}} - \frac{1}{z_2} + \frac{1}{z_1}\right) + \frac{1}{6} - \right.$$

$$- \frac{z_1^3}{6r_{o1}^3} + \left\{\frac{3m-4}{2m}\,z_2 - t\,\frac{m-2}{m}\right\}\left(\frac{1}{3z_2} - \frac{z_2^2}{3r_{o2}^3}\right) -$$

$$\left. - t\cdot z(z-t)\left\{\frac{z_2^2}{r_{o2}^5} - \frac{1}{r_{o2}^3}\right\}\right]$$

Diagrama de calcul este alcătuită pentru un coeficient a lui Poisson de o,33 . Pentru o variaţie a acestui coeficient între o,33 şi o,16 avem o eroare de maximum 8% . Pentru $t/2\,r_o > 2$ .... 2,5 se poate considera fără a se face o eroare prea mare că $t / 2\,r_o$ tinde spre infinit .

In cazul în care fundaţia este perfect rigidă , ea nu mai urmăreşte deformaţiile terenului de fundaţie , ci impune acestuia o deformaţie uniformă cînd sarcina este centrică şi plană cînd sarcina este excentrică. Această problemă este cunoscută în teoria elasticităţii sub denumirea de problema de contact , rezolvarea ei urmărind determinarea presiunilor pe

talpa fundației.

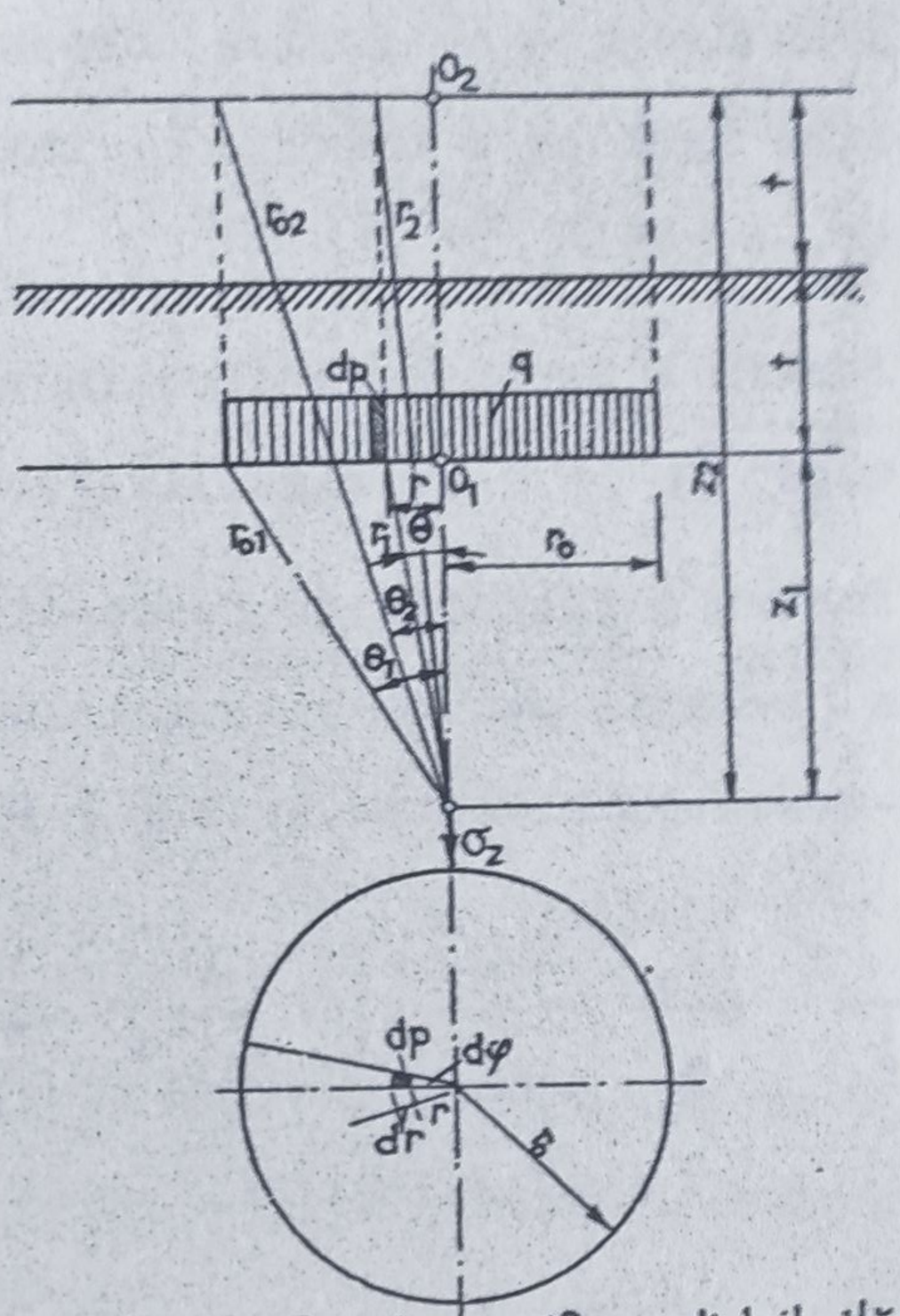
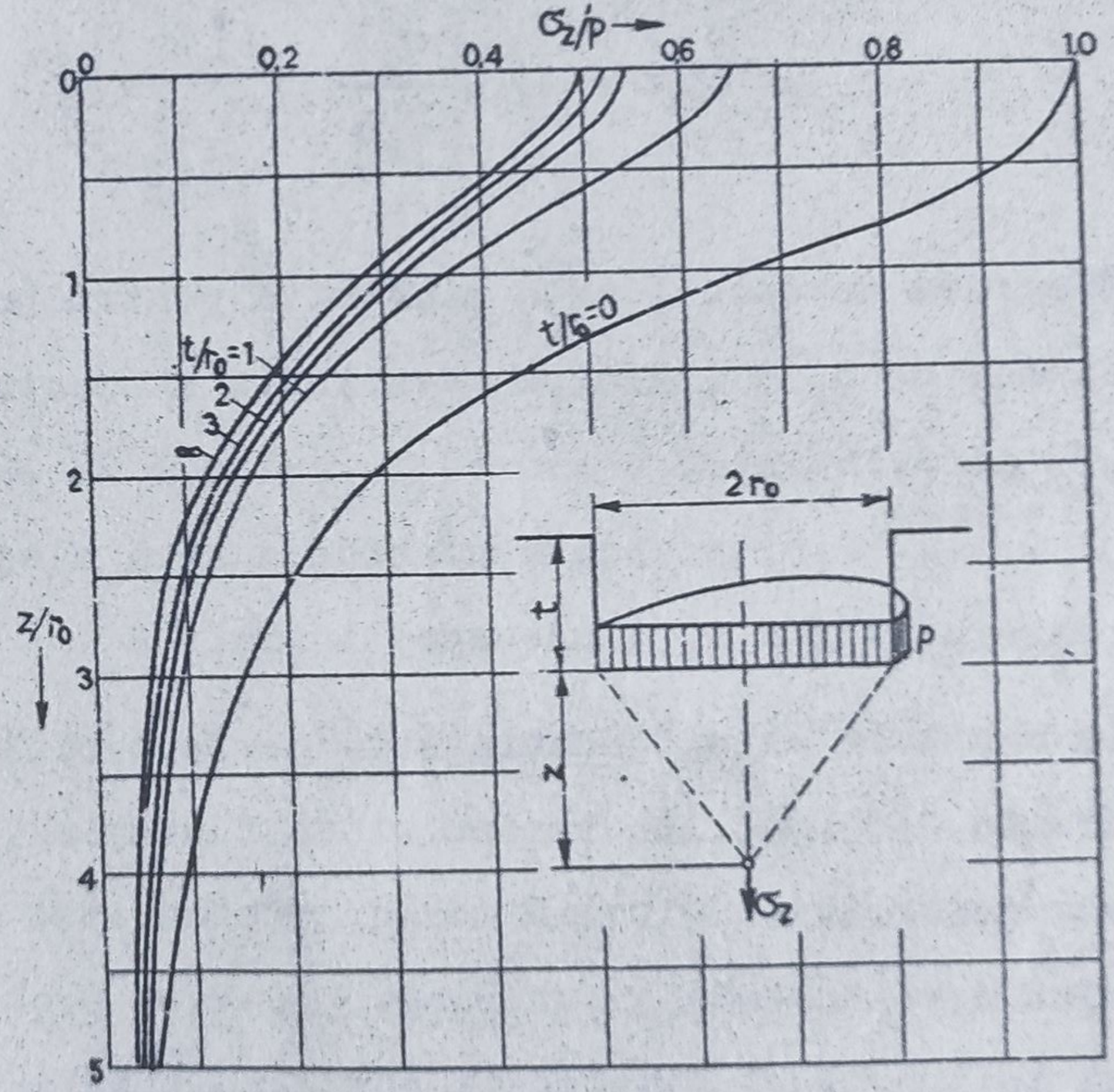


Fig III.18 Sarcină uniform distribuită în semispațiu.



In cazul unei fundaţii cilindrice circulare acţionate centric (fig.II.19) mărimea presiunii în suprafaţa de contact poate fi calculată cu expresia

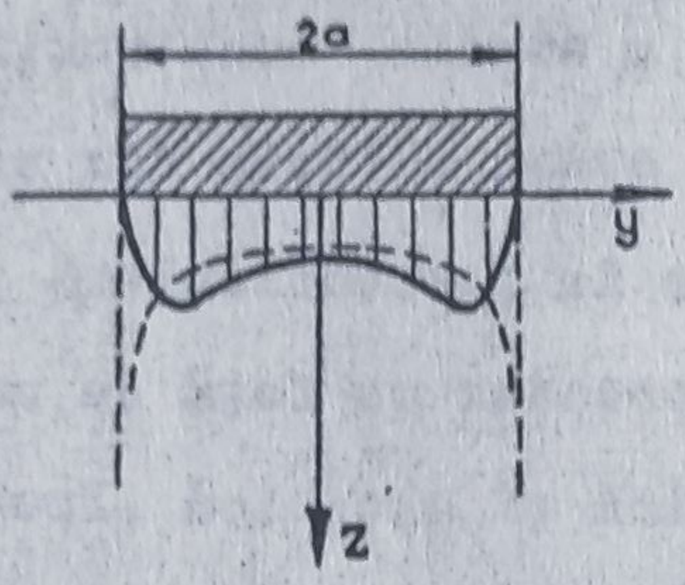


Fig.III.19 Fundaţie rigidă circulară în spaţiu.

$$p_\rho = \frac{P}{2\pi R^2 \sqrt{1-(\rho/R)^2}}$$

în care :

R este raza tălpii fundaţiei

ρ - raza vectoare a punctului în care determinăm presiunea

P- sarcina pe întreaga fundaţie.

După cum se vede diagrama de presiuni se prezintă sub formă de gea . Presiunile cresc spre marginea tălpii fiind teoretic infinite pe conturul ei. Acest rezultat nu corespunde cu realitatea , şi eroarea se explică prin faptul că s-a admis variaţia liniară a deformaţiei funcţie de eforturi unitare , lucru care nu mai este valabil la eforturile unitare mari ce apar spre periferia tălpii.

Egorov a calculat mărimea efortului unitar vertical la adîncimea z în axul fundaţiei încărcată centric ca fiind

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi a^2}\left[\frac{0,5}{1+(\frac{z}{a})^2} + \frac{(\frac{z}{a})^2}{\left[1+(\frac{z}{a})^2\right]^2}\right]$$

3.Starea de eforturi unitare în semiplan .

<u>Semiplan încărcat cu o sarcină concentrată.</u> Problema distribuţiei de eforturi unitare,se simplifică într-un număr de cazuri,în care este vorba de o construcţie la care una din dimensiuni diferă mult ca ordin de mărime de celelalte. In general se poate considera că acest lucru este valabil cînd raportul dimensiuni-

lor este egal cu cel puţin 3 . Mărimea eforturilor unitare în acest caz nu depinde de coordonatele în direcţie normală pe planul transversal al construcţiei.

Folosind cele arătate , în loc de a studia construcţia respectivă în ansamblu, putem să studiem numai o fîşie din ea egală cu unitatea . Secţiunea studiată se ia perpendiculară pe direcţia lungimii ei, fiind de asemenea necesar ca faţă de această direcţie să existe o simetrie geometrică şi mecanică .Ipoteza făcută este valabilă pentru toate secţiunile în afara celor marginale . (de la capetele laturii lungi a construcţiei)

Starea de eforturi unitare sub această fîşie este caracteristică pentru toată construcţia , încărcarea considerîndu-se că nu variază într-o direcţie perpendiculară pe planul considerat.

Situaţia arătată se întîlneşte la : fundaţii continui, ziduri de spijin , baraje de pământ , diguri, baraje. (fig.III.2o)

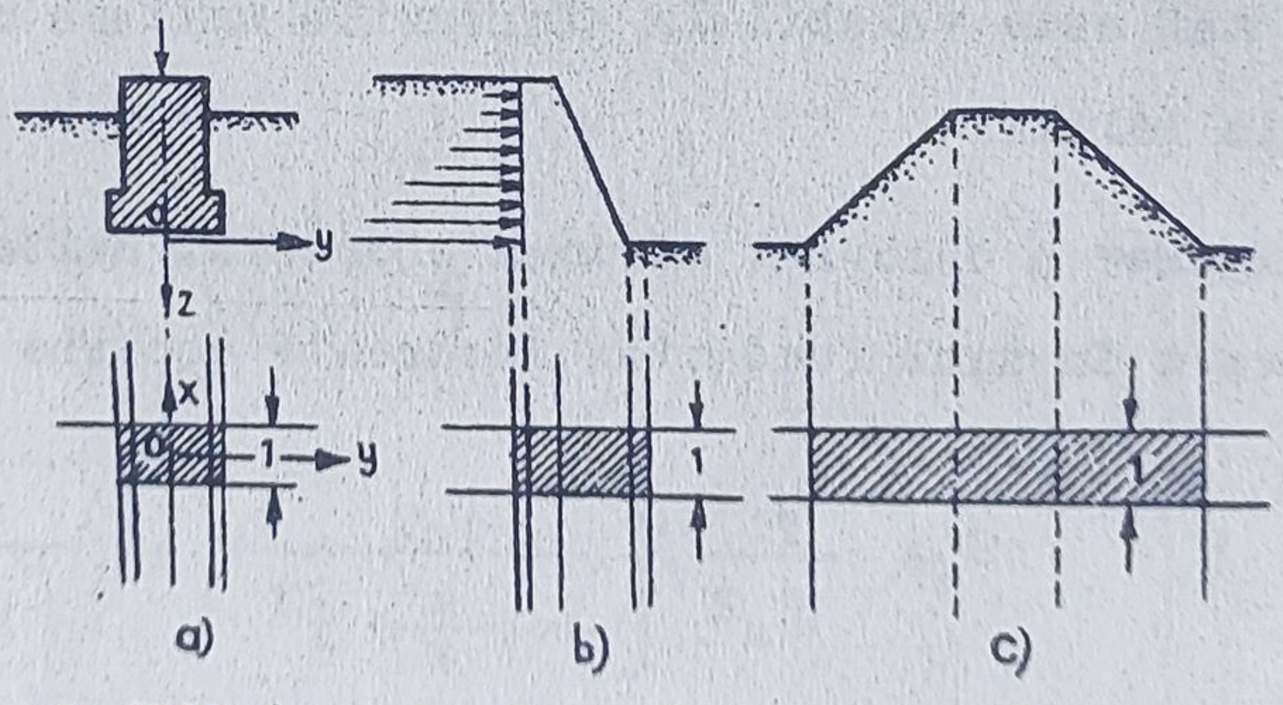


Fig.III.20.Schema de acţiune a forţelor în condiţiile problemei plane:
a- fundaţie continuă; b-zid de sprijin; c-terasament de drum .

Distribuţia eforturilor unitare într-un masiv liniar deformabil sub acţiunea unei sarcini liniare continui poate fi obţinută cu ajutorul problemei Flamant considerînd sarcina liniară ca un şir continuu de forţe concentrate constante ca mărime.

Pentru un punct curent eforturile unitare se pot obţine detaşînd din semispaţiu o fîşie egală cu unitatea , ele fiind conform celor arătate neschimbate în lungul sarcinei liniare uniforme (fig.III.21).

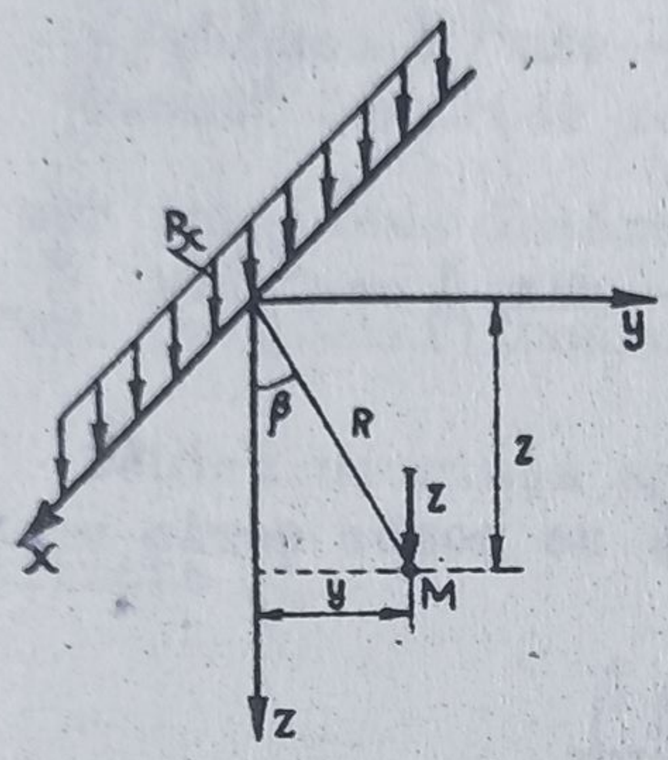


Fig.III.21 Sarcina uniform distribuită pe o lungime infinită

Valoarea eforturilor unitare se poate calcula cu expresiile (Tab. $\bar{IV}$)

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi}\,\frac{\cos^3\beta}{R}$$

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi}\,\frac{\sin^2\beta\cos\beta}{R} \qquad (\bar{III}.4)$$

$$\tau = \frac{2P}{\pi}\,\frac{\cos^2\beta\sin\beta}{R}$$

<u>Semiplan încărcat cu o sarcină distribuită</u> . Rezultatele obţinute anterior pot fi extinse pentru cazul unei sarcini distribuite pe semiplan pe o distanţă b, după o lege oarecare (fig.III.22).

Eforturile unitare ce iau naştere într-un punct M datorită încărcării ce se aplică pe o porţiune de lungime dy, vor fi :

$$d\sigma_z = \frac{2p(y)dy}{\pi}\,\frac{\cos^3\beta}{R}$$

$$d\sigma_y = \frac{2p(y)dy}{\pi}\,\frac{\sin^2\beta\cos\beta}{R}$$

$$d\tau = \frac{2p(y)dy}{\pi}\,\frac{\sin\beta\cos^2\beta}{R}$$

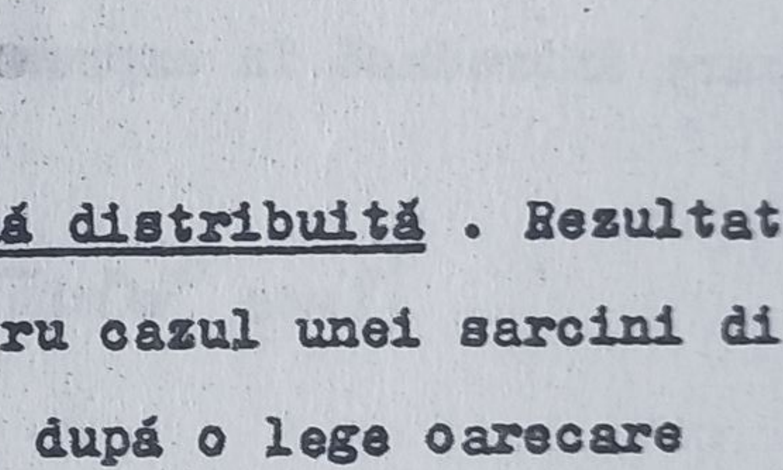


Fig. III.22 Sarcină distribuită de lungime finită pe un semiplan.

Efortul unitar total , luînd în considerare toată încărcarea va fi :

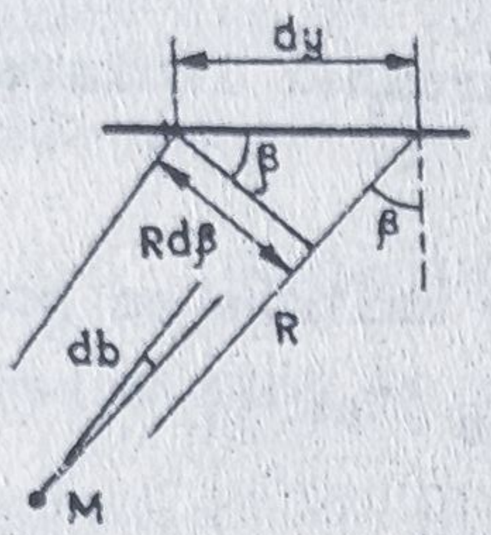


Fig.III.23 Schemă pentru calculul fîşiei dy.

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi}\int_{\beta_2}^{\beta_1} \frac{p(y)}{R}\cos^3\beta\, dy$$

$$\sigma_y = \frac{2}{\pi}\int_{\beta_2}^{\beta_1} \frac{p(y)}{R}\sin^2\beta\cos\beta dy$$

$$\tau = \frac{2}{\pi}\int_{\beta_2}^{\beta_1} \frac{p(y)}{R}\sin\beta\cos^2\beta dy$$

Intre mărimile dy , β , R şi dβ se poate scrie următoarea relaţie (fig.III.23).

$$dy = \frac{R\, d\beta}{\cos\beta}$$

care introdusă în expresiile de mai sus ne dă :

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi}\int_{\beta_2}^{\beta_1} p(y)\cos^2\beta\, d\beta$$

$$\sigma_y = \frac{2}{\pi}\int_{\beta_2}^{\beta_1} p(y)\sin^2\beta\, d\beta$$

$$\tau = \frac{2}{\pi}\int_{\beta_2}^{\beta_1} p(y)\sin\beta\cos\beta\, d\beta$$

Pentru rezolvarea problemelor practice,s-au considerat două cazuri în ceea ce priveşte legea de variaţie a încărcării p(y)şi anume:

- sarcină uniformă distribuită
- sarcină liniar variabilă

Pentru sarcina uniform distribuită pe o distanţă b se introduce în relaţia generală p = constant şi se integrează obţinîndu-se expresiile:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi}\left[(\beta_1 \mp \beta_2) + \left(\frac{\sin 2\beta_1}{2} \mp \frac{\sin 2\beta_2}{2}\right)\right]$$

$$\sigma_y = \frac{p}{\pi}\left[(\beta_1 \mp \beta_2) - (\frac{\sin 2\beta_1}{2} \mp \frac{\sin 2\beta_2}{2})\right]$$

$$\tau = \frac{p}{2\pi}(\cos^2\beta_2 \mp \cos^2\beta_1)$$

Semnul inferior corespunde situaţiei în care punctul M se află sub porţiunea încărcată , iar cel de deacupra cînd se află în afara porţiunii încărcate.

Pentru uşurinţa aplicării formulelor se face următoarea substituţie

$$\beta_1 - \beta_2 = \omega$$

$$\beta_1 + \beta_2 = \Psi$$

Rezultă relaţiile :

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi}[\omega + \sin\omega \cos\Psi]$$

$$\sigma_y = \frac{p}{\pi}[\omega - \sin\omega \cos\Psi] \qquad \text{(III.5)}$$

$$\tau = \frac{p}{\pi}\sin\omega \sin\Psi$$

ω- a căpătat denumirea de unghi de vedere .Calculînd expresiile pentru eforturile unitare principale, pe baza cunoaşterii eforturilor unitare σ_z, σ_y şi τ obţinem

$$\sigma_{1,2} = \frac{p}{\pi}[\omega \pm \sin\omega] \qquad \text{(III.6)}$$

$$\alpha_1 = \frac{\Psi}{2} = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2}$$

Se observă că :

Direcţiile principale sînt dirijate după bisectoarea unghiului de vedere şi perpendiculara pe ea (fig.III.24)

Eforturile unitare principale depind numai de valoarea

unghiului de vedere .

Pentru toate punctele , din care se vede porţiunea încăr-
cată sub unghiul ω , valorile eforturilor unitare principale vor fi egale , la o încărcare p dată .

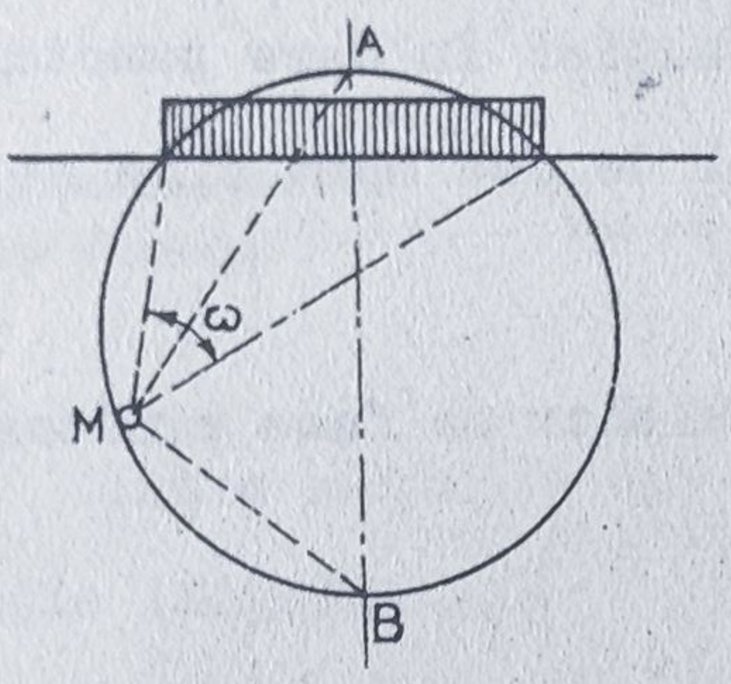


Fig.III.24 Unghiul de vedere.

Locul geometric al acestor puncte este un cerc , ce trece prin extremităţile porţiunii încărcate.

Pentru întocmirea unor tabele este mai comod să se folosească , coordonate carteziene , sub forma unor coordonate adimensionale (fig.III.25)(Tab. VII., VIII., IX.)

Se notează $\frac{y}{b} = m$ $\frac{z}{b} = n$

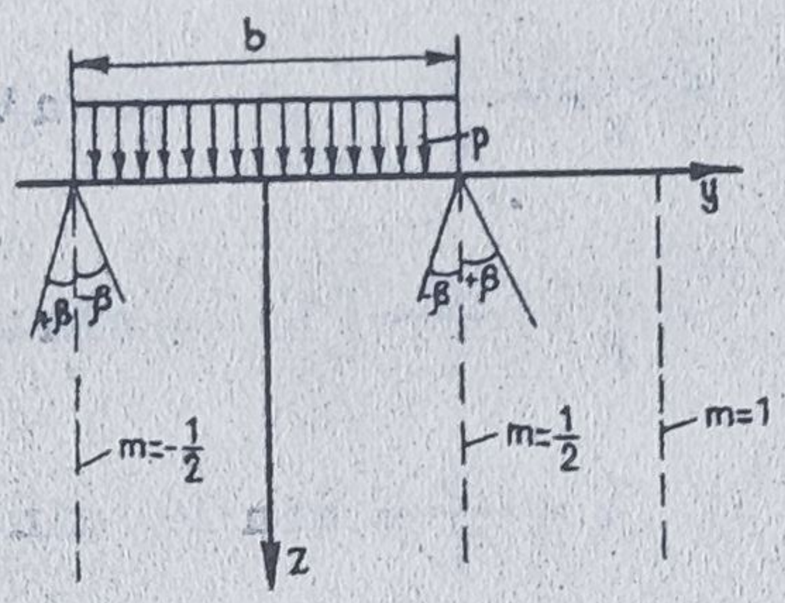


Fig III.25 Sarcină parţial uniform distribuită.

Eforturile unitare au expresiile :

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi}\left[\text{arc tg}\frac{n}{m^2+n^2-\frac{1}{4}} - \frac{n\,(m^2-n^2-\frac{1}{4})}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4\,m^2n^2}\right]$$

$$\sigma_y = \frac{p}{\pi}\left[\text{arc tg}\frac{n}{m^2+n^2-\frac{1}{4}} + \frac{n(m^2-n^2-\frac{1}{4})}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4\,m^2n^2}\right] \quad (\text{VII}_1, 7)$$

$$\tau = \frac{p}{\pi}\,\frac{2\,m\,n^2}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4\,m^2n^2}$$

Considerînd efortul unitar constant, expresiile III.6 ne dau o corelaţie între coordonatele y şi z care reprezentate graf: constituie locul geometric al punctelor de egal efort unitar, denumit curbă izobară.

In fig.III.26 se dau curbele izobare ale eforturilor unitare σ_y, σ_z şi τ, pentru diferite rapoarte dintre valoarea efortului unitar şi al încărcării exterioare parţial uniform distribuite (de ex $\frac{\sigma_z}{p} = 0,2$).

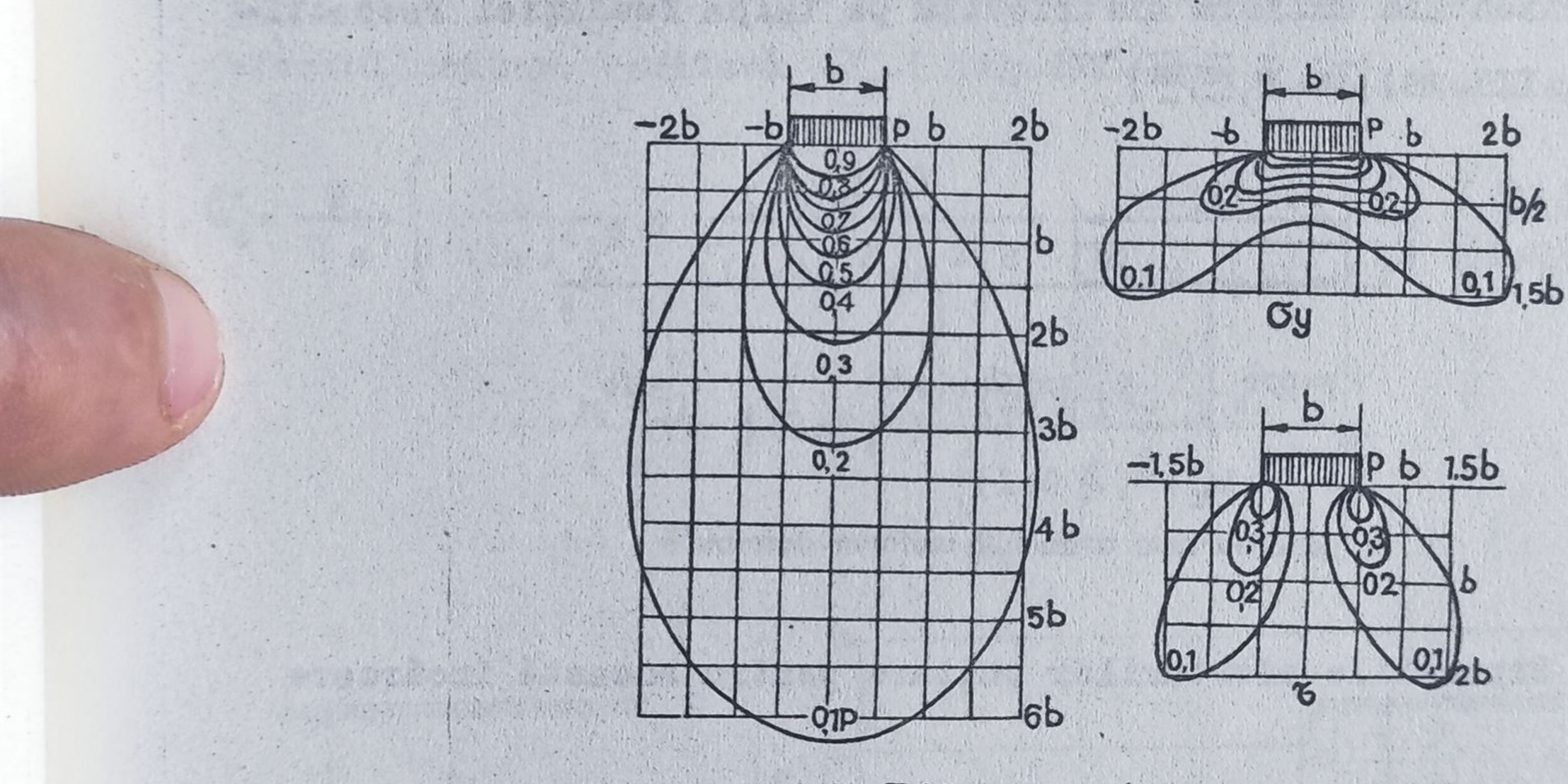


Fig.III.26.Curbe izobare.

Pentru o sarcină distribuită triunghiular funcţia

$$p(y) = p\left(-\frac{y}{b} + 0,5o\right)$$

Se obţin următoarele expresii pentru eforturile unitare:(Tab

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi}\left[(m+o,5)\operatorname{arc\,tg}\frac{n}{m^2+n^2-\frac{1}{4}} - \frac{n\left[2mn^2+(m+o,5)(m^2-n^2-\frac{1}{4})\right]}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4m^2n^2}\right]$$

(III.8.)

$$\sigma_y = \frac{p}{\pi}\left[(m+o,5)\operatorname{arc\,tg}\frac{n}{m^2+n^2-\frac{1}{2}} + \frac{n\left[2\,mn^2+(m+o,5)(m^2-n^2-\frac{1}{4})\right]}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4\,m^2n^2}\right]$$

$$\tau = n\frac{p}{\pi}\left[\frac{n\left[2(m+o,5)m-(m^2-n^2-\frac{1}{4})\right]}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4\,m^2n^2} - \operatorname{arc\,tg}\frac{n}{m^2+n^2-\frac{1}{4}}\right]$$

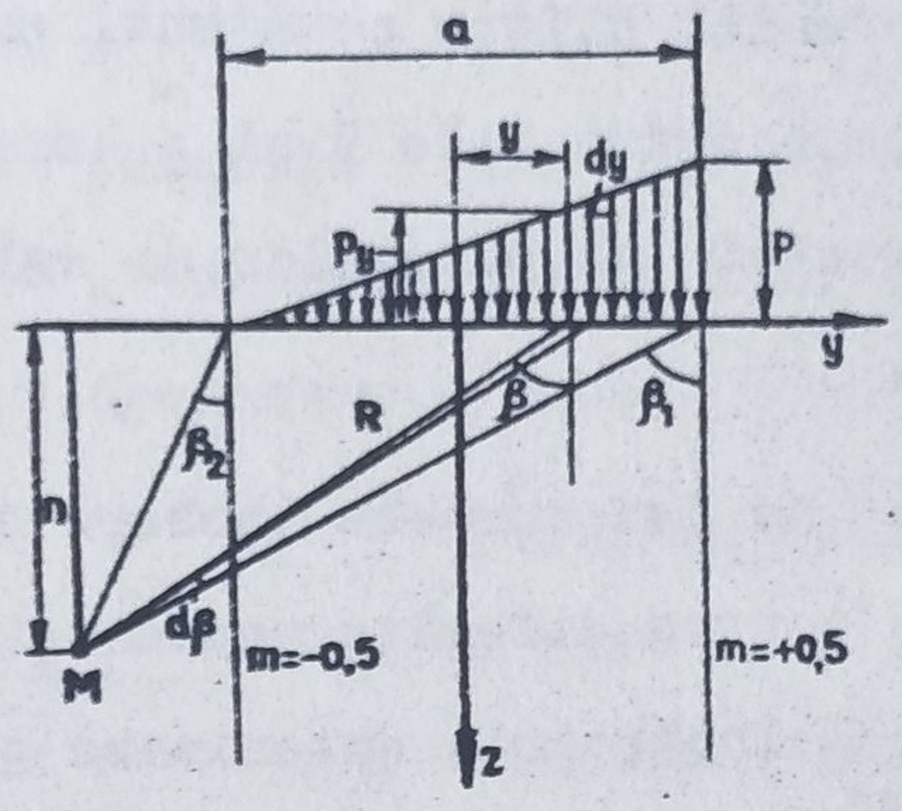


Fig.III.27. sarcina triunghiulară .

In construcţiile hidrotehnice deseori se întîlneşte o sarcină orizontală uniform distribuită pe talpa fundaţiei respective (fig.III.28) (Tab. $\bar{\bar{XI}}$, $\bar{\bar{XII}}$, $\bar{\bar{XIII}}$)

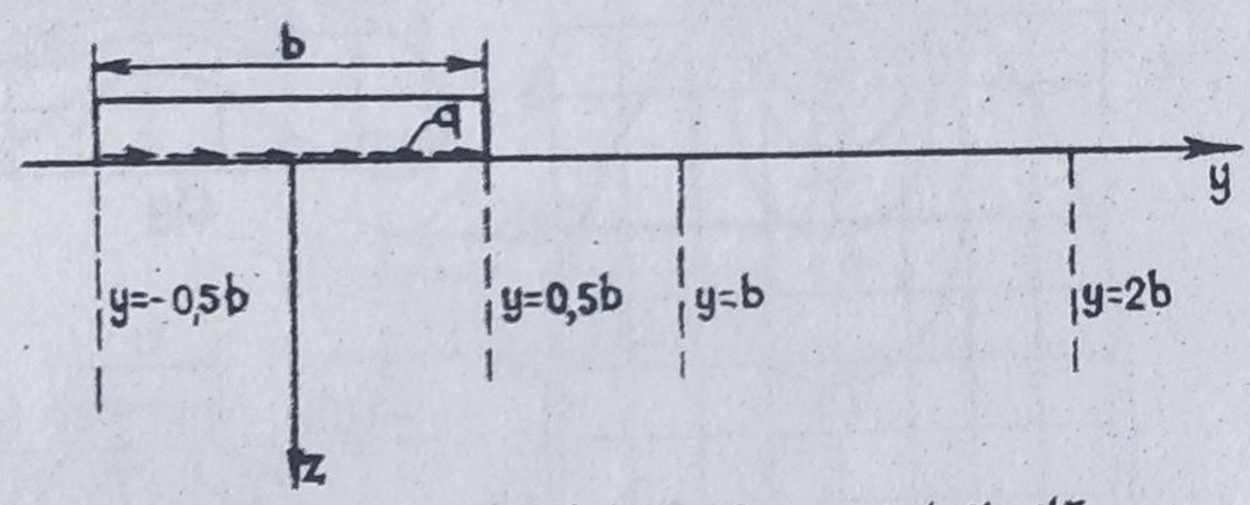


Fig III.28 Sarcina orizontală uniform distribuită .

Expresiile eforturilor unitare pentru această încărcare sînt :

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \frac{2\,m\,n^2}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4\,m^2n^2} \qquad (\bar{\bar{III}}.9)$$

$$\sigma_y = \pm \frac{q}{\pi}\left[\ln \frac{(m-o,5)^2+n^2}{(m+o,5)^2+n^2} + \frac{2\,m\,n^2}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4m^2n^2}\right]$$

$$\tau = \frac{q}{\pi}\left[\text{arc tg} \frac{n}{m^2+n^2-\frac{1}{4}} + \frac{n(m^2-n^2-\frac{1}{4})}{(m^2-n^2-\frac{1}{4})^2+4\,m^2n^2}\right]$$

Pentru cazurile în care diagrama de sarcini distribuite are o formă carecare, ea poate fi asimilată cu o linie frîntă , care ulterior poate fi divizată în suprafeţele tri şi dreptun-

ghiulare , pentru calculul eforturilor unitare aplicîndu-se suprapunerea efectelor.

In fig.III.29 se arată aplicarea celor arătate mai sus la o suprafaţă oarecare.

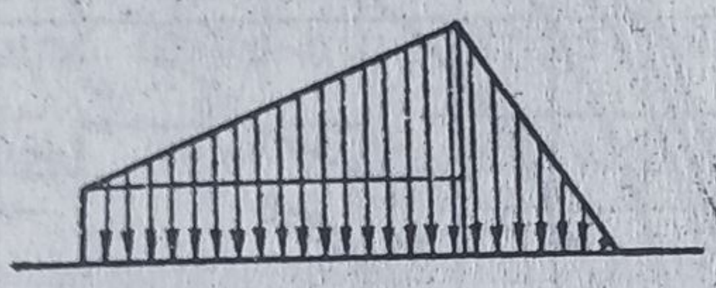


Fig.III.29 Sarcină oarecare.

In realitate forţele exter ioare nu se aplică pe suprafaţa semiplanului, ci la o anumită adîncime faţă de nivelul acestei suprafeţe.

Pentru o forţă concentrată notînd $\frac{x}{z} = \alpha$ şi $\frac{t}{z} = \beta$ se obţine următoarea expresie pentru efortul unitar vertical σ_z.(Fig.III.30).

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi z}\left\{ \frac{1}{(1+\alpha^2)^2} + \frac{(1+2\beta)^3}{\left[(1+2\beta)^2+\alpha^2\right]^2} - \frac{m-1}{4m}\left[\frac{1-\alpha^2}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\left[(1+2\beta)^2-\alpha^2\right]}{\left[(1+2\beta)^2-\alpha^2\right]^2}\right] + \right.$$

$$\left. + \frac{m+1}{4m}\beta(1+2\beta)\frac{(1+2\beta)^2-3\alpha^2}{\left[(1+2\beta)^2+\alpha^2\right]^3}\right\}$$

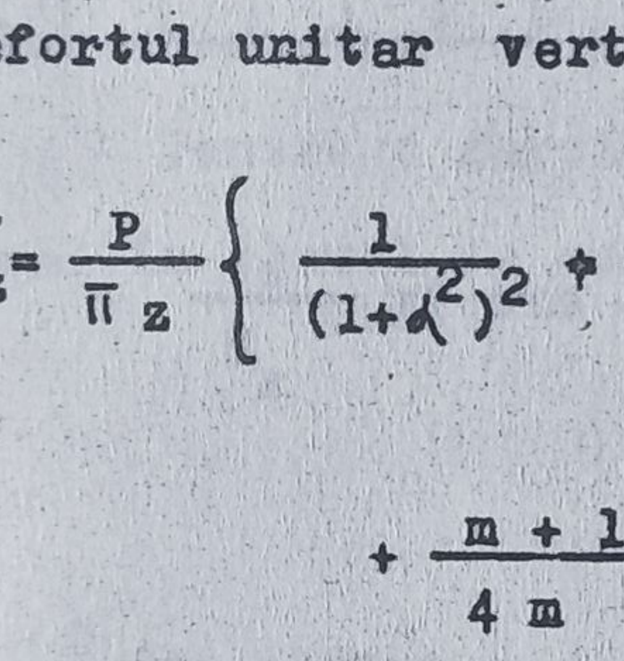
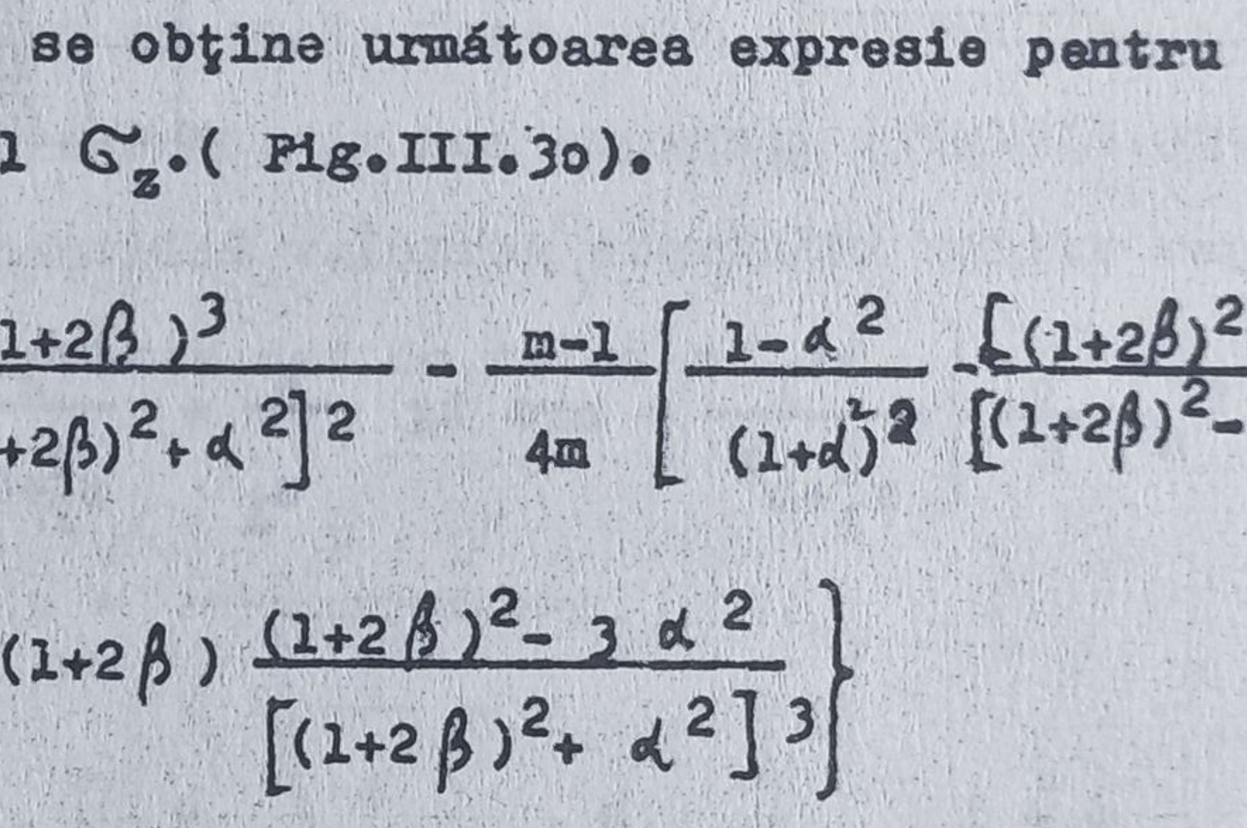


Fig. III.30. Sarcină concentrată în semiplan.



Pentru o sarcină uniform distribuită pe o fîşie de lăţime 2 b efortul unitar are expresia (Fig. III.31)

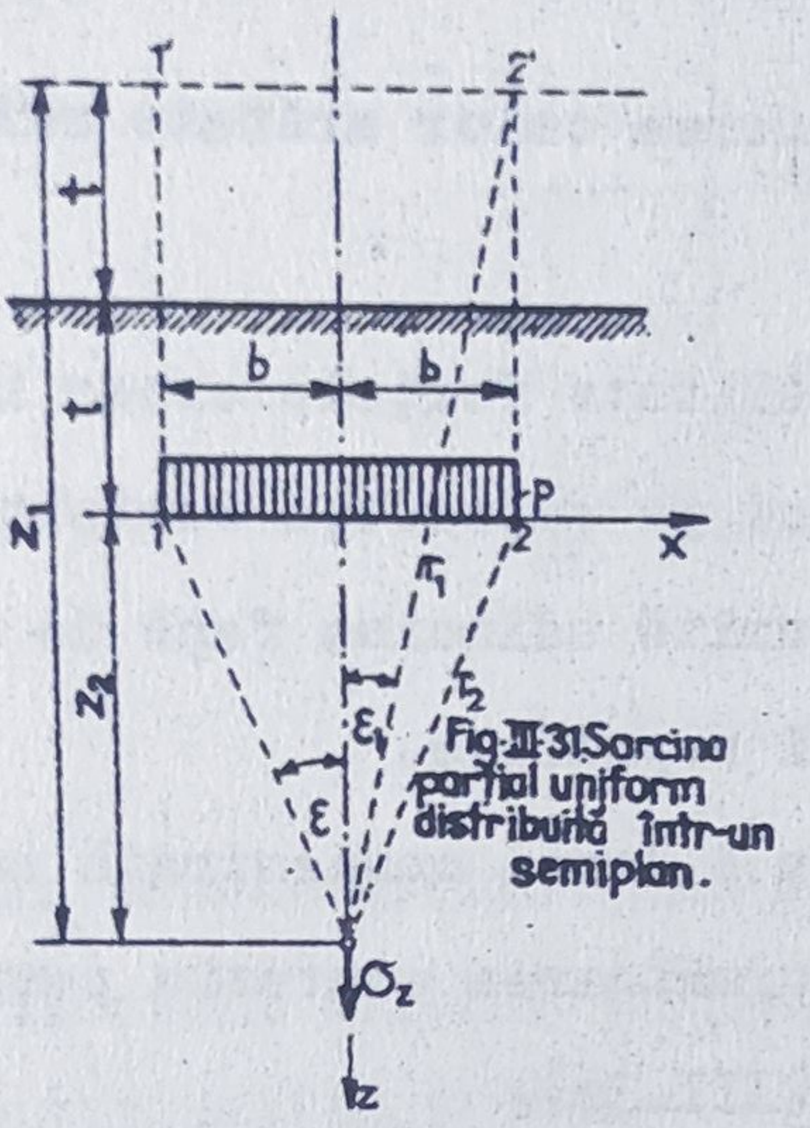
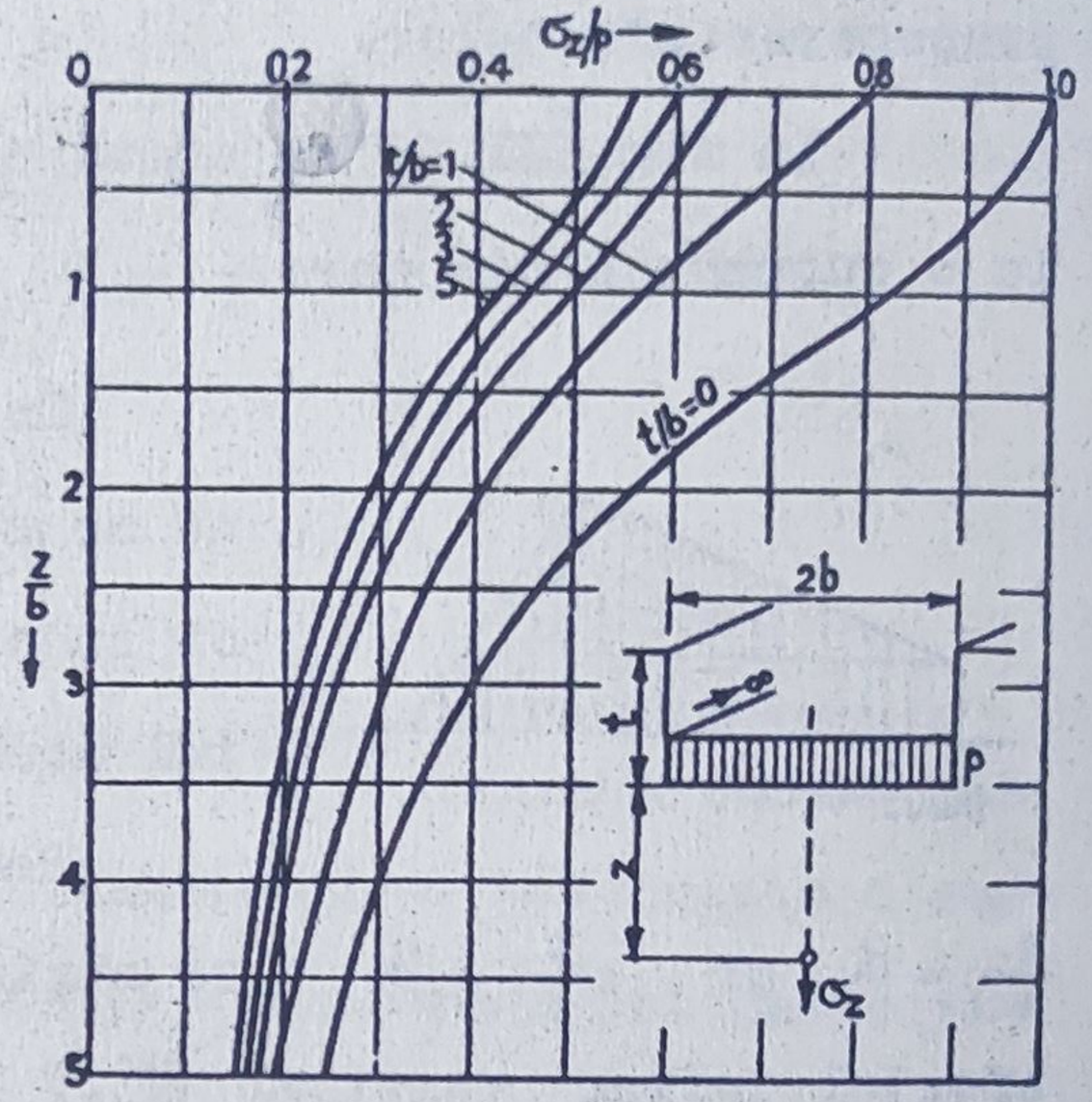


Fig.III.31.Sarcina partial uniform distribuită într-un semiplan.



$$\sigma_z = \frac{p}{\pi}\left\{\frac{bz_1}{z_1^2+b^2} + \text{arc tg}\ \frac{b}{z_1} + \frac{bz_2}{z_2^2+b^2} + \text{arc tg}\ \frac{b}{z^2} -\right.$$

$$\left. - \frac{m-1}{2m}\ z_1\left[\frac{b}{z_1^2+b^2} - \frac{b}{z_2^2+b^2}\right] + \frac{m+1}{2m}\ \frac{z_1 t\ 2b(z_2+t)}{(z_2^2+b^2)^2}\right\}$$

Pentru a se ușura calculul s-au întocmit abace care funcție de z_2/b dau raportul σ_z/p pentru diferite rapoarte t/b.

Calculele au arătat că deasupra tălpii apar eforturi unitare de întindere , care devin însă foarte mici din cauză că trebuie suprapuse peste sarcina geologică.

Aplicarea acestei relații nu reflectă întrù totul realitatea deoarece, pentru executarea fundației se execută o săpătură care pentru fundație devine suprafața semispațiului.Umplerea ulterioară la loc cu pământ nefăcîndu-se totdeauna bine, fundația , nu poate fi considerată situată în semispațiu .

In cazul în care fundaţia prin care se transmit sarcinil este perfect rigidă , există o legătură nedeformabilă între diferitele puncte ce formează talpa , ceea ce face ca la o sarcină centrică tasarea să fie uniformă sub toată fundaţia .

O fundaţie rigidă va fi în general solicitată de o rezultantă într-o poziţie oarecare , ce intersectează talpa la distanţa "e" faţă de axa ei. Ea poate fi înlocuită cu un sistem echivalent alcătuit dintr-o forţă centrică , un moment şi o forţă orizontală .

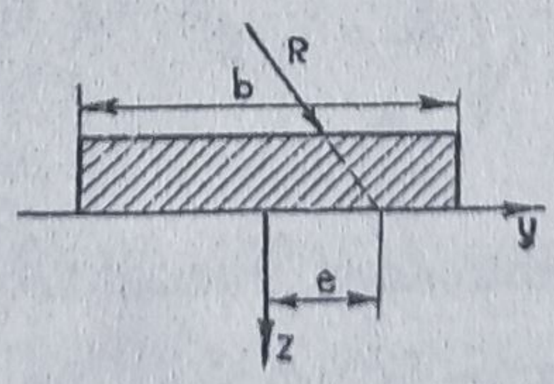
Rezolvarea problemei se poate face prin suprapunerea efectelor celor trei solicitări luate în mod separat. (fig.III.32)

Pentru o sarcină centrică valoarea efortului unitar vertical în planul de contact este dat de relaţia

$$p = \frac{P}{\pi \sqrt{\frac{b^2}{4} - y}}$$

dacă se neglijează frecarea pe talpă,se observă că diagrama este simetrică, prezintă două asimptote corespunzătoare marginilor fundaţiei . (fig.III.33).(Tab XIV.)

In cazul unui moment M egal cu P.e, a unei forţe axiale egale cu P, neglijînd frecarea pe talpa fundaţiei obţinem relaţia (fig.III.34).
(Tab. XV.)



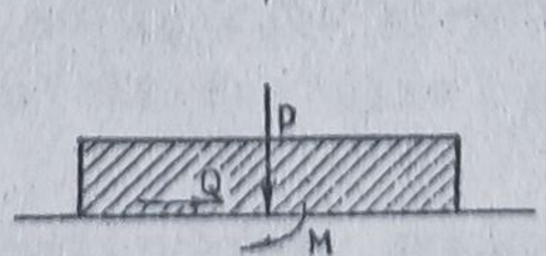


Fig III.32.Echivalarea rezultantei sarcinii exterioare la o fundaţie rigidă.

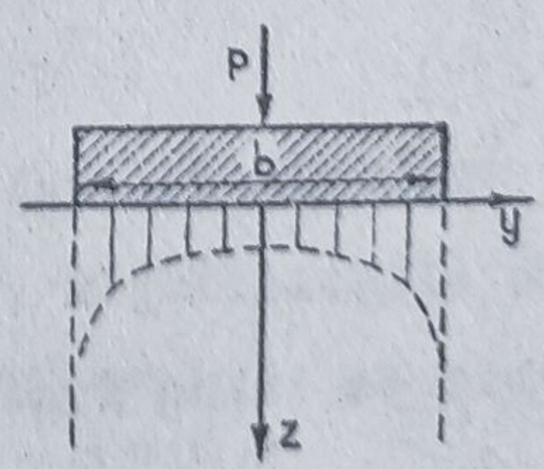


Fig III.33.Fundaţie rigidă acţionată centric.

$$p = \frac{\left(1 + 8\,\frac{ey}{b^2}\right) P}{\pi \sqrt{\frac{b^2}{4} - y^2}}$$

Unghiul de înclinare al fundaţiei rigide va fi :

$$tg\,\beta = \frac{16\,(1 - \nu^2)}{\pi\, E\, b^2}\, P.e$$

Având în vedere că y poate avea valori pozitive sau negative, se observă că putem avea şi eforturi unitare de întindere pe talpă.

Pentru a evita apariţia eforturilor de întindere, pentru $y = \frac{b}{2}$ excentricitatea nu trebuie să fie mai mare de $\frac{b}{4}$.

S-a constatat că forţele de frecare ce se pot dezvolta pe talpă , modifică numai foarte puţin distribuţia de presiuni în planul de contact.

Pentru forţa prizontală Q, considerăm repartiţia ei uniformă pe lăţimea tălpii, care va da naştere în planul tălpii unor eforturi unitare tangenţiale care variază după relaţia (fig.III.35).

$$q = \frac{Q}{\pi \sqrt{\frac{b^2}{4} - y^2}}$$

Soluţia generală a problemei fundaţiei rigide se dă în teoria elasticităţii , ţinîndu-se cont şi de frecarea ce se dezvoltă pe talpa fundaţiei.

Pentru a determina mărimea eforturilor unitare în masivul de pământ încărcat cu o fundaţie rigidă se consideră că el

este încărcat cu distribuţia de presiuni de pe talpă (din pl. nul de contact).

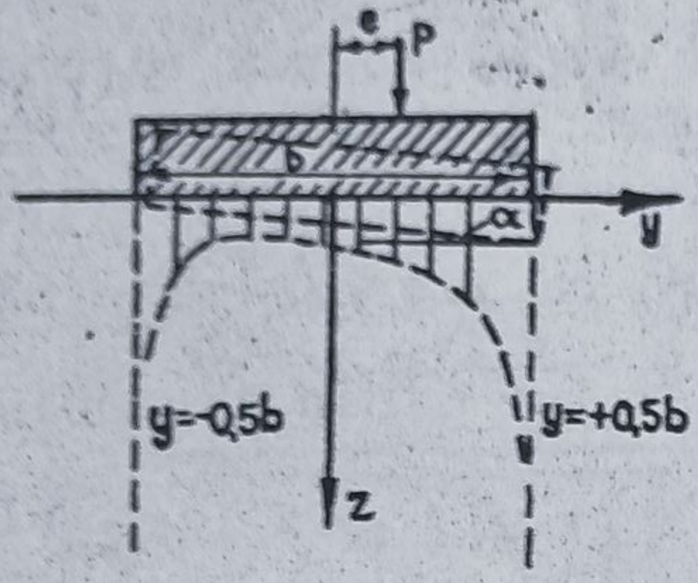


Fig.III.34 Fundaţie rigidă acţionată excentric.

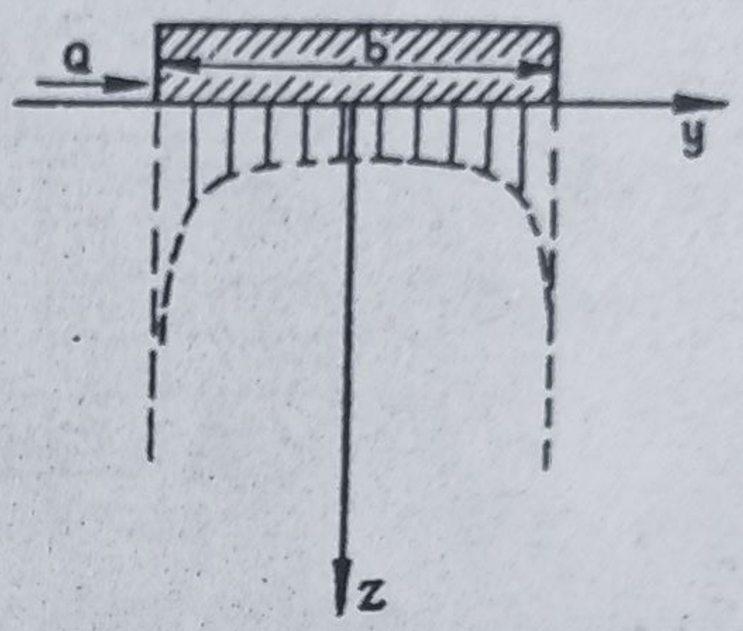


Fig.III.35 Fundaţie rigidă acţionată orizontal.

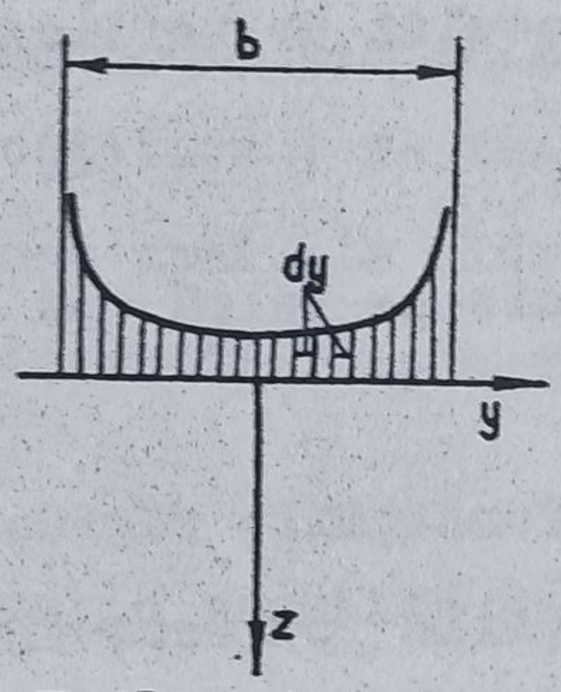


Fig.III.36 Epura de încărcare a terenului printr-o fundaţie rigidă.

Se consideră astfel că presiunea transmisă de fundaţie pe talpă este egală cu presiunea reactivă a terenului de fundaţie , înlocuindu-se astfel fundaţia prin efectul acţiunii ei. (fig.III.36)

Pentru calcul se împarte epura de distribuţie a presiunilor pe talpă în suprafeţe elementare şi se determină efortul unitar într-un punct în semiplan prin influenţa însumată a eforturilor $dP = p_y d_y$.

Pentru punctele situate pe verticala ce trece prin centrul fundaţiei obţinem:

$$\sigma_z = \frac{2p_m}{\pi}\left[\frac{1}{\sqrt{1+4n^2}} - \frac{n^2}{\sqrt{(1+4n^2)^3}}\right]$$

$$\sigma_y = \frac{2p_m}{\pi}\left[\frac{1}{\sqrt{1+4n^2}} - \frac{n^2}{\sqrt{(1+4n^2)^3}}\right]$$

$$\tau = \frac{2p_m}{\pi}\,\frac{2\,\frac{e}{b}\,n}{\sqrt{(1+4n^2)}}$$

e - excentricitatea forţei

b - lăţimea fundaţiei

z - adîncimea punctului pe verticală

$n = \frac{z}{b}$

pm - presiunea medie pe talpă $pm = \frac{P}{b}$

Se observă că la fundaţiile rigide , repartiţia eforturilor diferă faţa de fundaţiile perfect flexibile , In felul acesta se schimbă şi repartiţia eforturilor unitare în masiv.

S-a constatat însă că în conformitate cu principiul lui Saint Venant , la o adîncime mai mare de 1,5 ori lăţimea fundaţiei , distribuţia de eforturi unitare în masiv nu mai depinde de repartizarea sarcinei pe talpă , ci numai de mărimea şi poziţia rezultantei sarcinii exterioare .

Datorită acestui fapt nu se face o eroare prea mare dacă de la această adîncime spre interiorul masivului eforturile unitare se calculează cu ipoteza unei fundaţii perfect flexibile.

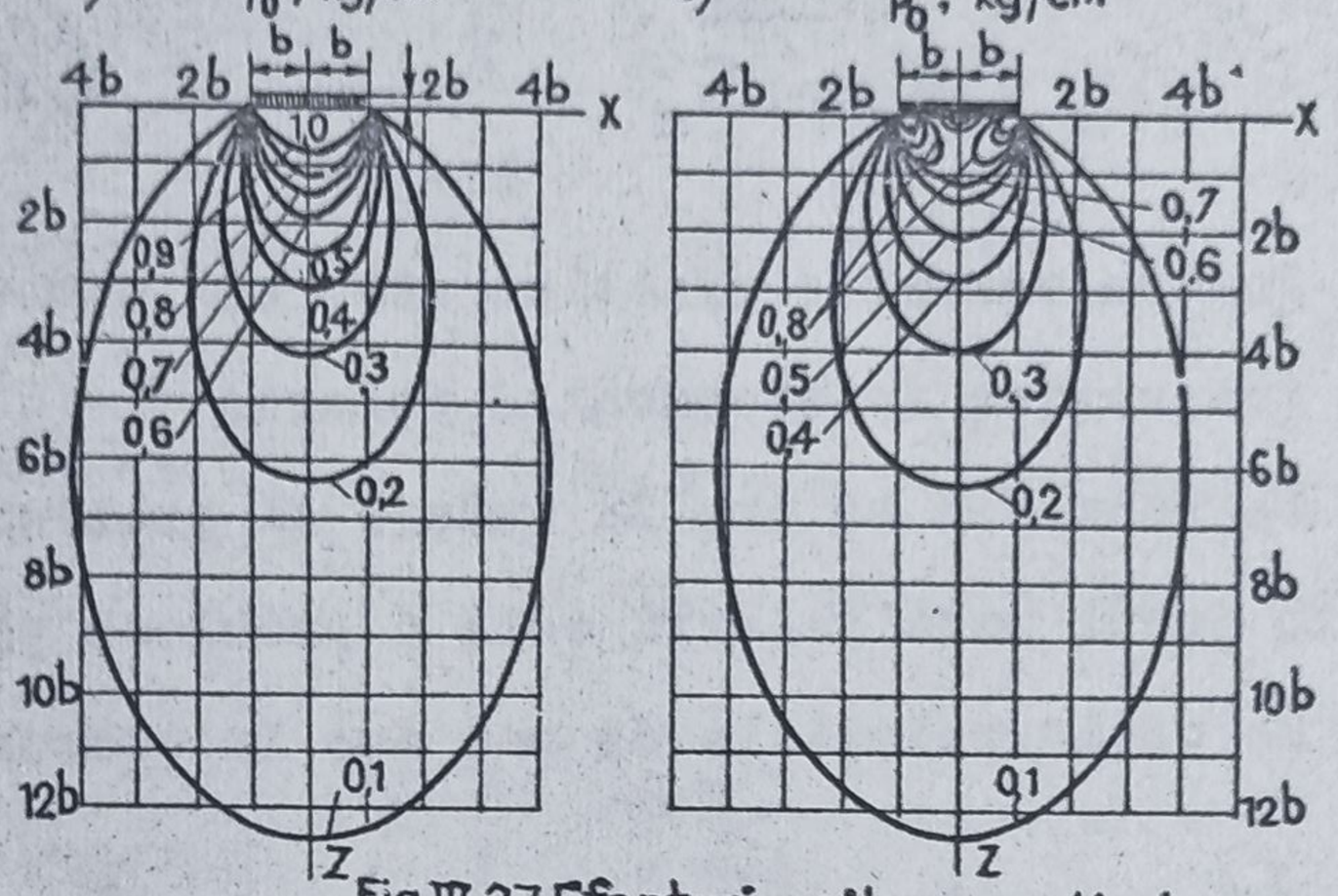


Fig.III.37. Eforturi unitare verticale:
a-Fundaţie continuă elastică; b-Fundaţie continuă rigidă.

Starea de eforturi unitare în jurul lucrărilor miniere.

In complexele hidroenergetice , se folosesc deseori galerii (atît pentru aducţiunea apei la hidrocentrală cît şi pentru evacuarea ei) săpate în rocile din care este alcătuită scoarţa în zona respectivă.

In această situaţie prezintă interes cunoaşterea stării de eforturi unitare într-un masiv nederanjat de lucrări miniere, precum şi schimbările ce apar în această stare de eforturi unitare , în urma executării galeriilor.

Considerînd ca şi în cazurile precedente că roca în care urmează să se execute lucrările este un mediu liniar deformabil izotrop şi omogen , şi faptul că în semispaţii orice ax vertical poate fi considerat ca fiind un ax de simetrie , valoarea efortului unitar vertical va fi:

$$\sigma_z = \gamma_a H.$$

reprezentînd greutatea coloanei de rocă deasupra punctului considerat , pe unitatea de suprafaţa.

Celelalte două eforturi unitare orizontale σ_x şi σ_y vor fi

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \frac{\nu}{1-\nu} = \gamma_a H \cdot \frac{\nu}{1-\nu}$$

Pentru cazurile practice este mai comod ca aceste expresii să fie transcrise în coordonate polare.

De asemenea se are în vedere că problema stării de tensiuni în jurul unei galerii este o problemă plană.

Se obţin relaţiile de mai sus în coordonate polare.

$$\sigma_r = \frac{p}{2(m-1)}\left[m + (m-2)\cos 2\alpha\right]$$

$$\sigma_t = \frac{p}{2(m-1)}\left[m - (m-2)\cos 2\alpha\right] \qquad p = \gamma_a H$$

$$\tau = \frac{p}{2}\,\frac{(m-2)}{(m-1)}\sin 2\alpha \ .$$

m este constanta lui Poisson

In ipoteza unei galerii de secţiune circulară avînd diametrul 2a , eforturile unitare în semiplan sub acţiunea sarcinei geologice se pot calcula cu relaţiile : (fig.III.38)

$$\sigma_r = \frac{p}{2}\,\frac{m}{m-1}\,\frac{r^2-a^2}{r^2} + \frac{p}{2}\,\frac{m-2}{m-1}\left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right)\cos 2\alpha$$

$$\sigma_t = \frac{p}{2}\,\frac{m}{m-1}\,\frac{r^2+a^2}{r^2} - \frac{p}{2}\,\frac{m-2}{m-1}\left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right)\cos 2\alpha \qquad (\text{III.10})$$

$$p = \gamma_a h$$

$$\tau = -\frac{p}{2}\,\frac{m-2}{m-1}\left(-1\,\frac{2a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right)\sin 2\alpha$$

Pentru punctele de pe conturul excavaţiei în care r = a valorile eforturilor unitare devin .

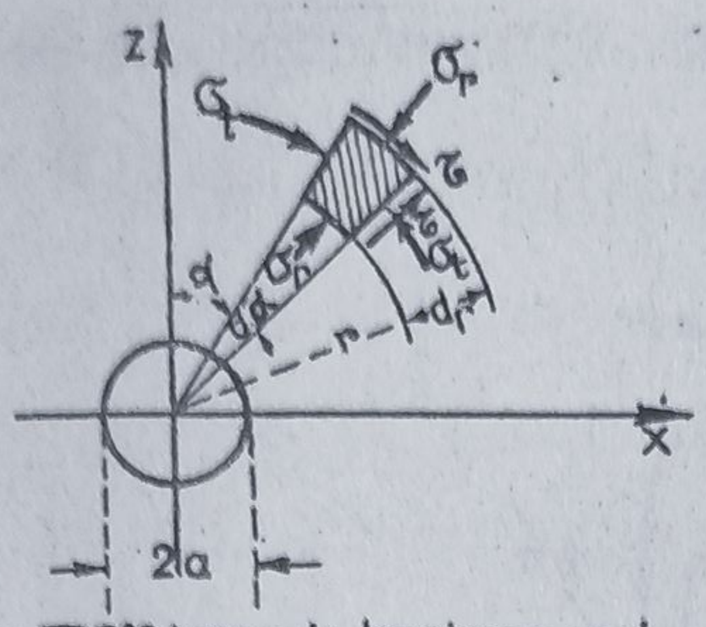


Fig.III.38 Starea de tensiune a unei particule materiale exprimată în coordonate polare.

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_t = p\,\frac{m}{m-1} - 2p\,\frac{m-2}{m-1}\cos 2\alpha$$

$$\tau = 0$$

Cînd r are valori foarte mari se obţin expresiile

$$\sigma_r = \frac{p}{2}\,\frac{m}{m-1} + \frac{p}{2}\,\frac{m-2}{m-1}\cos 2\alpha =$$

$$= \frac{p}{2}\,\frac{1}{m-1}\left[m + (m-2)\cos 2\alpha\right]$$

$$\sigma_t = \frac{p}{2}\,\frac{1}{m-1}\left[m - (m-2)\cos 2\alpha\right]$$

$$\tau = -\frac{p}{2}\,\frac{m-2}{m-1}\sin 2\alpha$$

Se observă că ele coincid cu valorile eforturilor unitare pentru un masiv nederanjat de lucrări subterane , deci se poate spune că la o distanţă mai mare de galerie nu se resimte efectul existenţei ei asupra distribuţiei de eforturi unitare.

Pentru r = a eforturile unitare σ_t şi τ au valori maxime , iar σ_r, valoarea minimă.

Pentru uşurarea muncii de proiectare se folosesc curbe ce reprezintă locul geometric al punctelor în care eforturile unitare au aceeaşi valoare.

Pe fiecare din aceste curbe se trece o cifră care reprezintă raportul dintre mărimea efortului unitar în punctul dat după executarea lucrării miniere şi cea în acelaşi punct înainte de executarea ei.

Această cifră poartă denumirea de coeficient de concentrare a eforturilor unitare. (fig.III.39 şi fig.III.40)

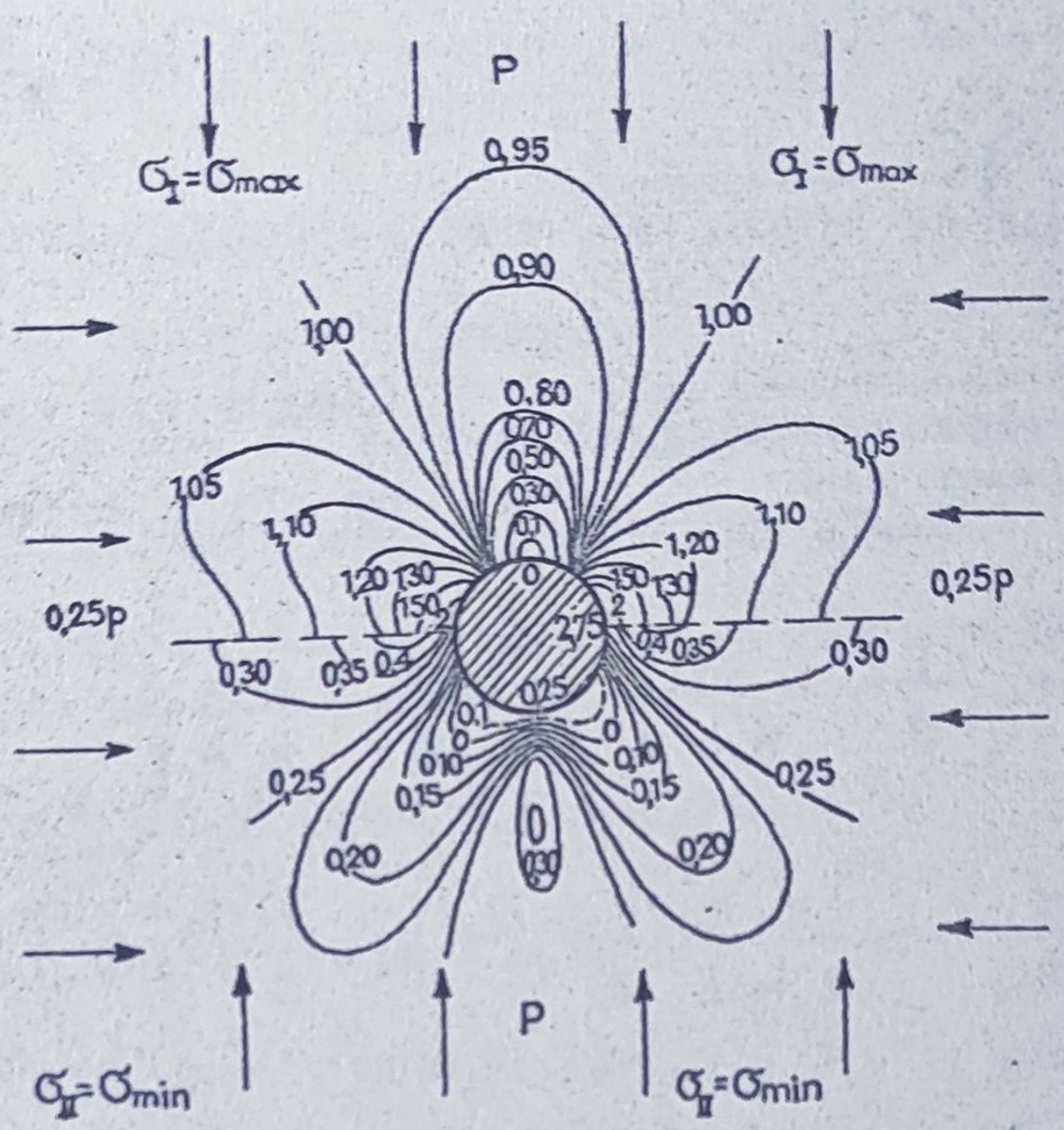


Fig III.39. Izocurbele tensiunilor principale ($\sigma_I = \sigma_{max}$ şi $\sigma_{II} = \sigma_{min}$), în jurul unei galerii circulare, pentru m=5.

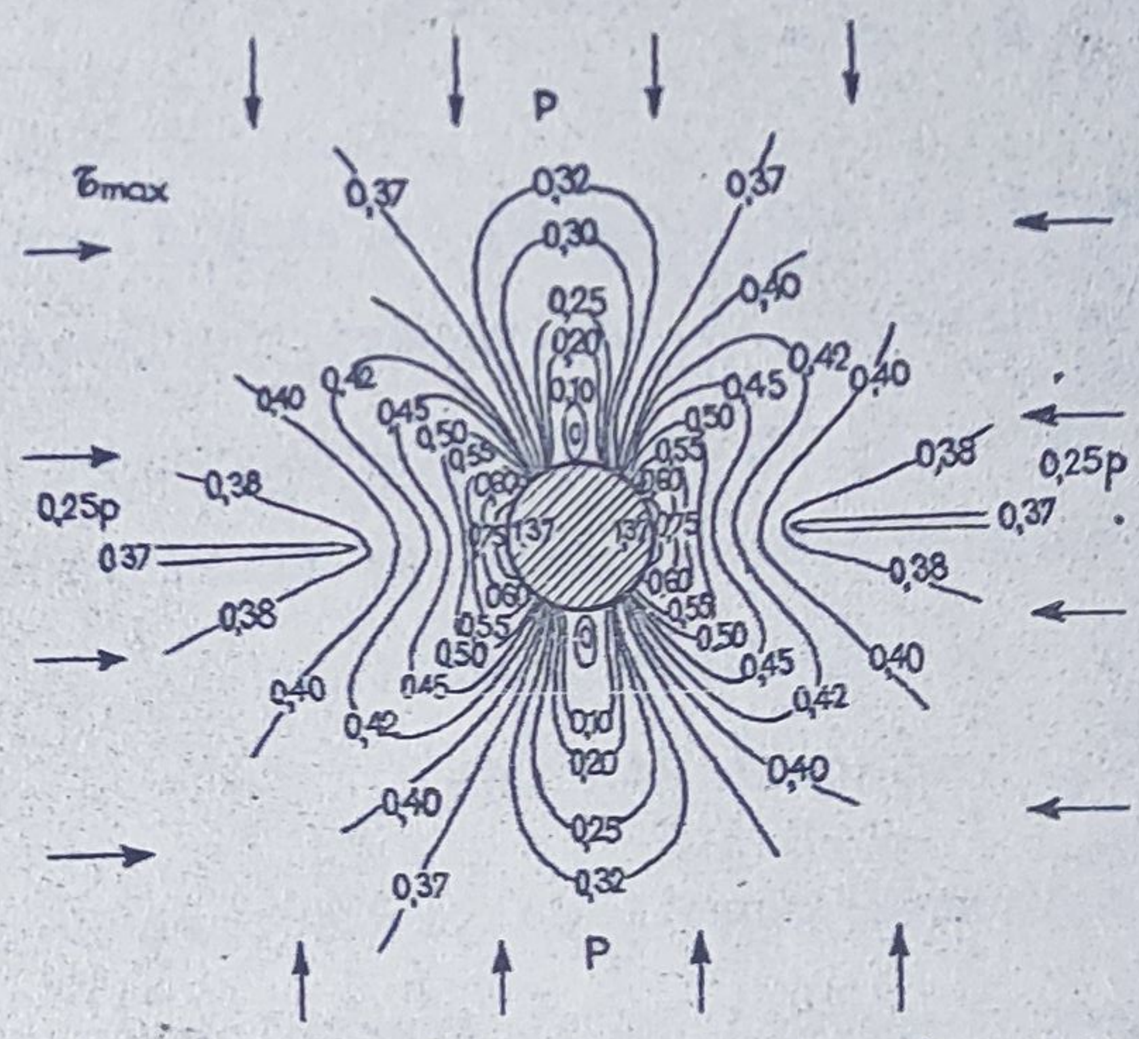


Fig.III.40. Izocurbele pentru σ_{max} la o galerie cu secţiune circulară.

Cunoscînd această repartizare a eforturilor unitare în jurul galeriei , se pot determina zonele în care pot să apară fisuri şi desprinderi de bucăţi de piatră din pereţi şi tavan.

Cele mai periculoase pentru siguranţa lucrărilor sînt

eforturile unitare de tracţiune .

Deseori în lucrări hidrotehnice trebuie executate puţuri în roci tari în care caz este necesară cunoaşterea stării de eforturi unitare în jurul acestora (fig.III.41)

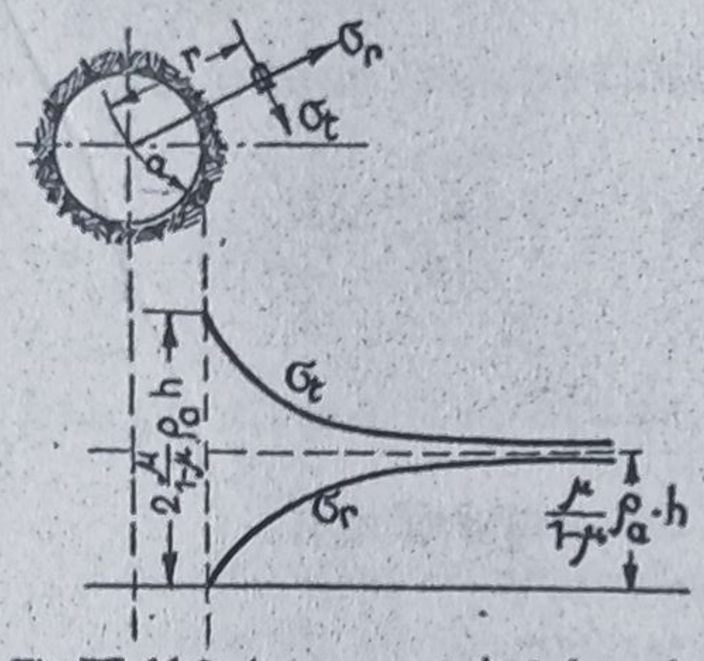


Fig.III.41.Schema variaţiei tensiunilor σ_r şi σ_t în jurul unei lucrări miniere verticale cu secţiunea circulară.

Pentru o presiune verticală egală cu $\gamma_a h$, rezultă în plan orizontal eforturile unitare

$$\sigma_r = \frac{\gamma_a h}{m-1}\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \qquad (III.11)$$

$$\sigma_t = \frac{\gamma_a h}{m-1}\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)$$

Pentru periferia secţiunii avem $\sigma_r = o$

$$\sigma_t = \frac{2\gamma_a h}{m-1}$$

Pentru valori foarte mari ale lui r, obţinem valorile:

$$\sigma_r = \frac{\gamma_a h}{m-1}$$

$$\sigma_t = \frac{\gamma_a h}{m-1}$$

care coincid cu cele pentru un masiv nederanjat prin lucrări subterane.

4. <u>Starea de eforturi unitare din greutatea proprie a rocilor</u>.

Cazurile analizate au luat în considerare numai eforturile unitare provocate de încărcările exterioare. In realitate acestea trebuie adăugate la eforturile unitare ce provin din greutatea proprie a semispaţiului sau a semiplanului.

Eforturile unitare provenite din greutatea proprie a semispaţiului sau semiplanului depind de, greutatea specifică apa-

rentă a pămînturilor sau rocilor din care este alcătuit, adîncimea apelor subterane faţă de suprafaţă , presiunea întîlnită în apa subterană şi mişcarea ei. Variaţia greutăţii specifice aparente a pămîntului în subzona capilară se neglijează.

Greutăţile specifice aparente se iau funcţie de poziţia deasupra sau dedesubtul nivelului apei subterane egale cu

$$\gamma_a = \gamma_s(1 - n)(1 + w) \quad \text{şi} \quad \gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n).$$

Valoarea efortului unitar normal vertical va fi egală cu sarcina geologică raportată la unitatea de suprafaţă.

$$\sigma_z = \sum_1^n \gamma_i z_i \qquad (\text{III.12.})$$

γ_i - greutatea specifică aparentă pentru un strat

z_i - grosimea stratului respectiv

n - numărul de strate de la suprafaţa pînă la adîncimea punctului în care calculăm acest efort unitar.

Eforturile unitare din plan orizontal σ_x şi σ_y se determină din condiţia unor deformaţii specifice orizontale egale cu 0 şi au valoarea

$$\sigma_x = \sigma_y = K_o \sigma_z$$

K_o - coeficientul de împingere laterală în stare de repaus

In fig.III.42 şi III.43 se dau diagramele variaţiei efortului unitar σ_z cu adîncimea într-un teren de fundaţii fără şi cu o pînză de apă subterană .

In cazul în care stratul de nisip de grosime h_4 (fig. III.44)conţine apă subterană sub presiune, diagrama are o discontinuitate între stratul de nisip şi cel de argilă de permeabilitate redusă de deasupra,egală cu diferenţa de nivel piezo-

metric $\gamma_w (H_1 - H_2)$ între apa din stratul de grosime h_4 şi cea din stratul de grosime h_2. Această diferenţă de presiune

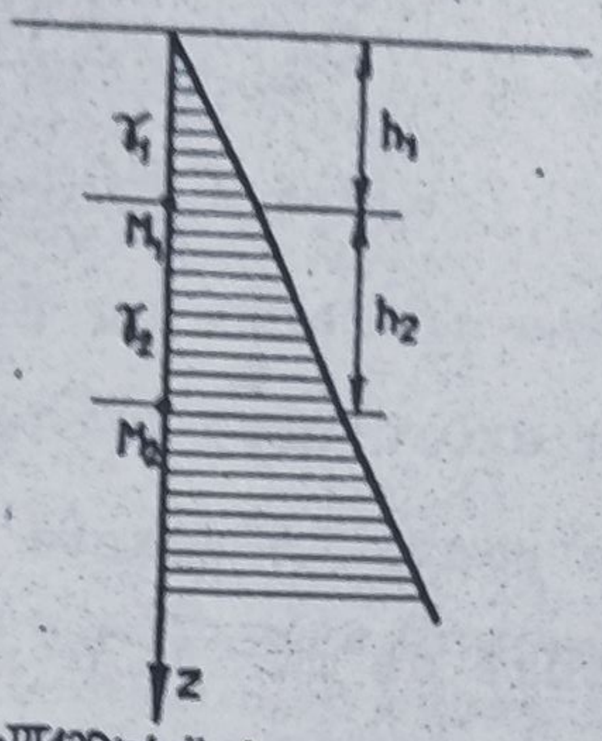


Fig.III-42 Distribuirea eforturilor unitare din sarcina geologică.

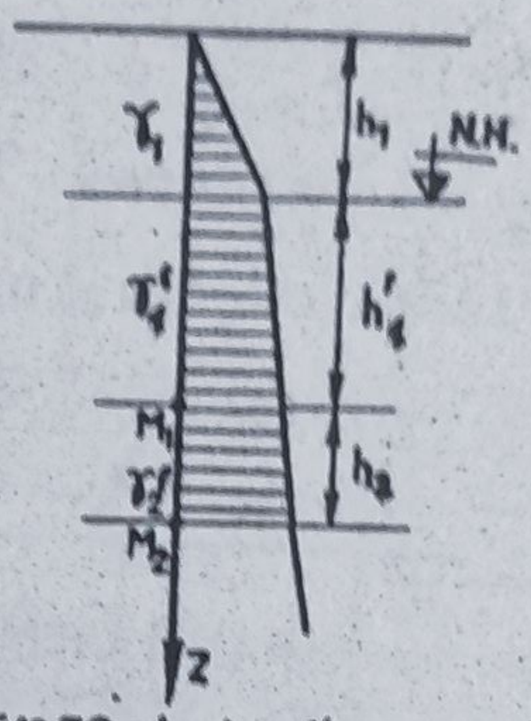


Fig.III-43 Eforturi unitare din sarcina geologică în prezenţa apei subterane.

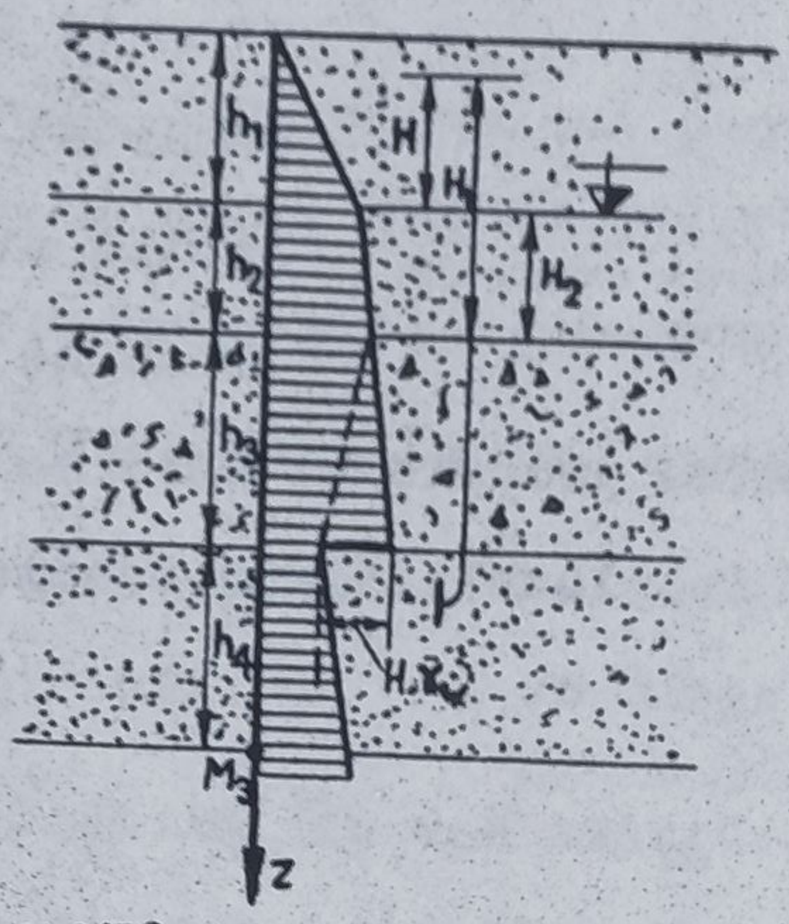


Fig.III-44 Efectul unui strat de apa sub presiune (h_4).

$\gamma_w(H_1 - H_2)$ se consumă pentru asigurarea filtraţiei prin stratul de permeabilitate redusă de grosime h_3. Diagrama de variaţie a efortului unitar σ_z pe grosimea h_3 este dată de linia întreruptă , care arată pierderea de presiune a apei ce se deplasează prin stratul de grosime h_3.

Datorită săpării terenului pe o anumită adîncime pentru a se construi fundaţiile, sau prin efodarea lui scade efortul

unitar vertical în terenul de fundaţie. Această descărcare poate fi asimilată cu aplicarea unei sarcini negative la nivelul tălpii săpăturii . Diagrama variaţiei lui σ_z în adîncime se obţine suprapunînd diagrama lui σ_z din terenul fără săpătură executată pe adîncimea t, cu diagrama unei presiuni negative (de jos în sus) avînd valoarea $\sigma_a t$.In fig.III.45 se arată diagrama rezultantă în ideea că nivelul apei subterane coincide cu talpa săpăturii.

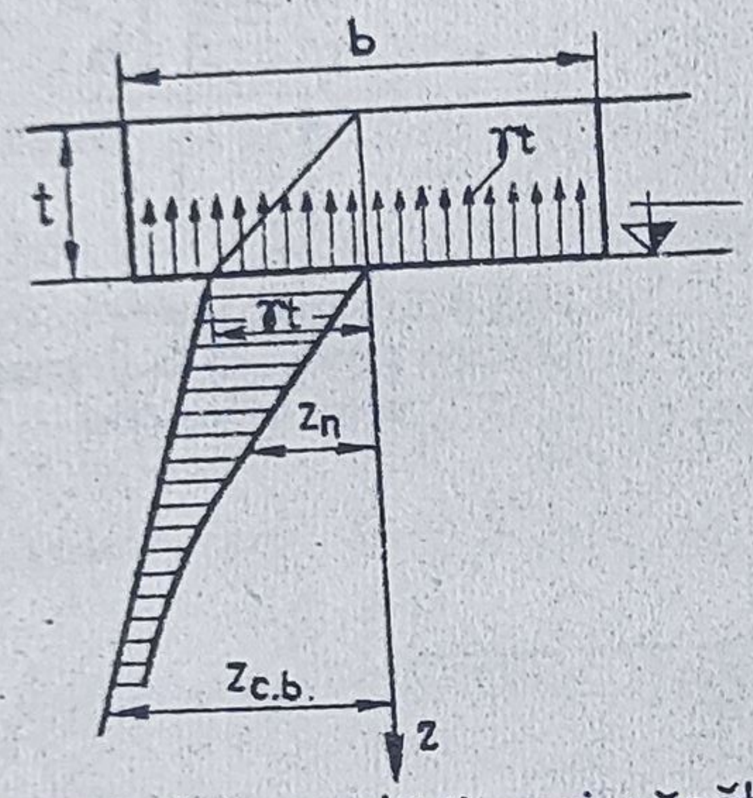


Fig.III.45.Efectul executării unei săpături asupra variaţiei eforturilor unitare din sarcina geologică.

In executarea fundaţiilor săpătura poate fi urmată după un timp scurt de realizarea fundaţiei. In acest caz terenul nu are timp suficient de a-şi reveni din deformaţia provocată anterior de terenul ce a fost îndepărtat. In acest caz este valabilă diagrama din fig.III.46 unde se dau însumate atît diagrama din greutatea proprie şi sarcina transmisă de construcţie . In acest caz în planul tălpii sarcina suplimentară dată de construcţie va fi egală cu :

$$p_{ef} = p - \sigma_{at}$$

In cazul în care timpul care se scurge de la executarea săpăturii pînă la realizarea fundaţiei este îndelungat, pămîntul are timpul să-şi revină din deformaţie , eforturile unitare din greutatea proprie scăzînd în adîncime ca şi cum s-ar fi aplicat o sarcină negativă, egală cu greutatea proprie a pămîntului săpat, după cum s-a arătat

Diagrama de încărcare prin executarea construcţiei este dată în(fig. III.47).

unitar vertical în terenul de fundaţie. Această descărcare poate fi asimilată cu aplicarea unei sarcini negative la nivelul tălpii săpăturii . Diagrama variaţiei lui σ_z în adîncime se obţine suprapunînd diagrama lui σ_z din terenul fără săpătură executată pe adîncimea t, cu diagrama unei presiuni negative (de jos în sus) avînd valoarea $\gamma_a t$.In fig.III.45se arată diagrama rezultantă în ideea că nivelul apei subterane coincide cu talpa săpăturii.

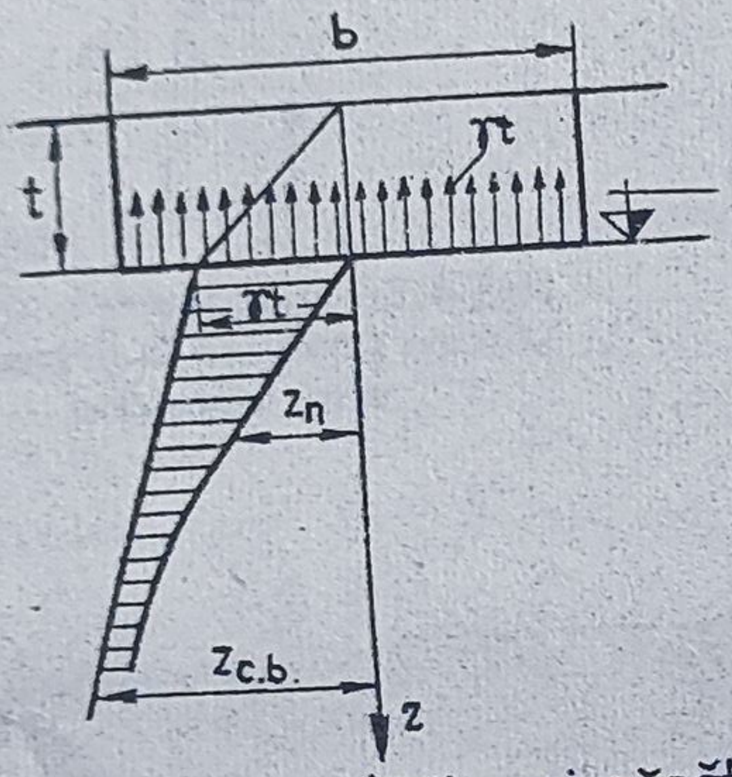


Fig.III.45Efectul executării unei săpături asupra variaţiei eforturilor unitare din sarcina geologică.

In executarea fundaţiilor săpătura poate fi urmată după un timp scurt de realizarea fundaţiei. In acest caz terenul nu are timp suficient de a-şi reveni din deformaţia provocată anterior de terenul ce a fost îndepărtat. In acest caz este valabilă diagrama din fig.III.46 unde se dau însumate atît diagrama din greutatea proprie şi sarcina transmisă de construcţie . In acest caz în planul tălpii sarcina suplimentară dată de construcţie va fi egală cu :

$$p_{ef} = p - \sigma_{at}$$

In cazul în care timpul care se scurge de la executarea săpăturii pînă la realizarea fundaţiei este îndelungat,pămîntul are timpul să-şi revină din deformaţie , eforturile unitare din greutatea proprie scăzînd în adîncime ca şi cum s-ar fi aplicat o sarcină negativă, egală cu greutatea proprie a pămîntului sapat, după cum s-a arătat

Diagrama de încărcare prin executarea comstrucţiei este dată în(fig. III.47).

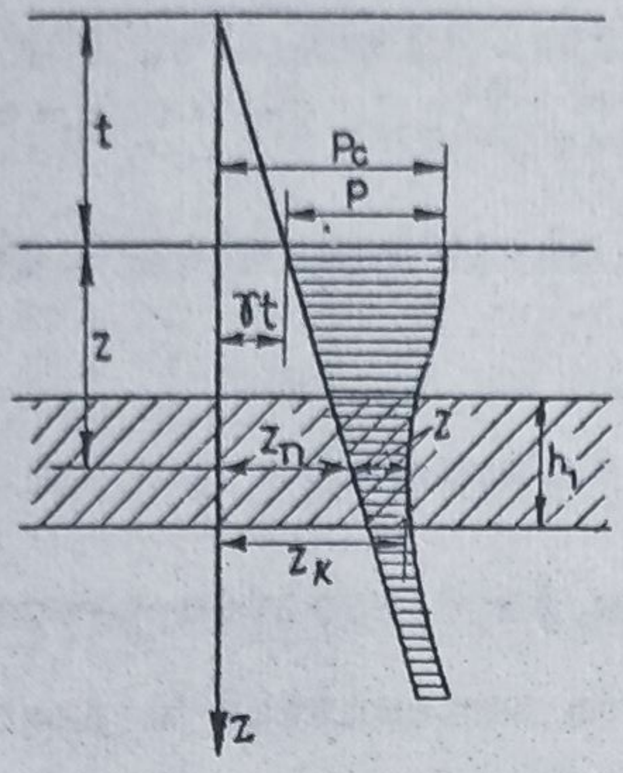


Fig.III.46 Distribuția de eforturi unitare la executarea rapidă a fundației după săpătură.

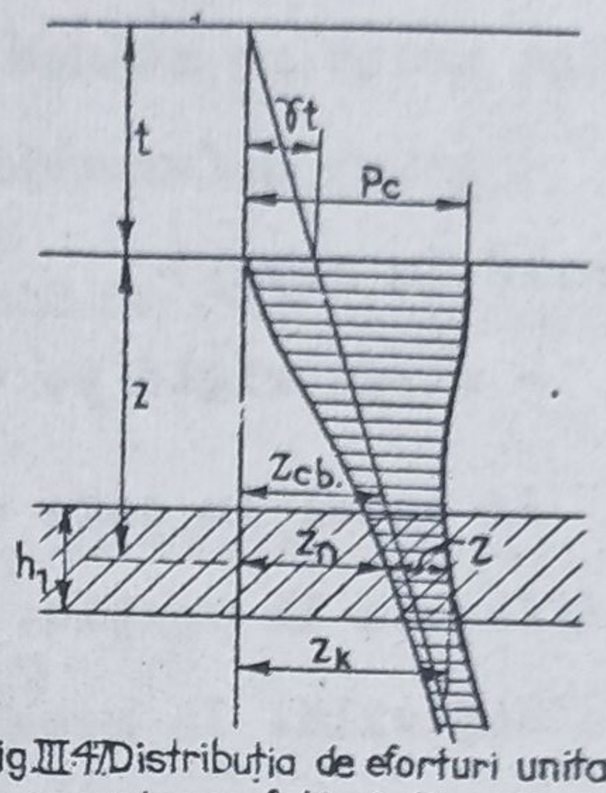


Fig.III.47 Distribuția de eforturi unitare la executarea întîrziată a fundației după săpătură.

5. Influenţa anizotropiei asupra distribuţiei de eforturi unitare.

In stabilirea relaţiilor de calcul pentru determinarea stării de eforturi într-un masiv s-a acceptat ipoteza unui semi-spaţiu omogen şi izotrop. In realitate însă apare o anumită anizotropie care se poate manifesta în două moduri.

- Roca respectivă are proprietăţi mecanice diferite în spaţiu după mai multe direcţii .

- Depozitul este alcătuit din mai multe straturi, caracterizate prin proprietăţi mecanice diferite.

Ca exemple pentru prima categorie de anizotropie se pot cita: turba, pămîntul îngheţat care conţine lentile de ghiaţă loess-ul .

In a doua categorie intră, pămîntul ce reazemă pe stîncă sau un pămînt îngheţat, argile cu straturi de nisip, teren îngheţat acoperit cu un teren neîngheţat.

In teoria elasticităţii s-au rezolvat doar unele din aceste probleme şi anume :

- un strat liniar deformabil , aşezat pe un strat absolut

rigid, între ele neexistînd frecare (argilă saturată pe stîncă) sau existînd o frecare care împiedică alunecarea lor reciprocă (pămînt uscat pe stîncă aspră).

- strat deformabil într-un masiv puţin deformabil (strat de argilă în nisip)

- strat rigid pe un strat deformabil

In cazul în care este vorba de o rocă cu proprietăţi mecanice diferite în spaţiu, rezolvarea matematică a problemei este foarte dificilă. In general un corp anizotrop la care există o relaţie liniară între eforturi unitare şi deformaţii este caracterizat prin 21 de moduli de elasticitate care se determină pe cale experimentală . Acest număr de moduli de elasticitate scade în cazul în care există o simetrie .

Lehniţchi , analizînd această problemă , a dat o soluţie a problemei sub o formă generală , pentru o sarcină liniară. S-a observat că în acest caz curbele izobare pentru eforturile unitare principale depind de raportul dintre constantele elastice şi de gradul de îndesare al materialului.

Pe această bază s-au analizat de asemenea cazurile particulare cînd linia de acţiune a sarcinei liniare coincide cu direcţia după care avem valoarea maximă a modulului de elasticitate, şi cu direcţia după care are valoarea minimă. S-a observat că starea de eforturi unitare depinde de unghiul format de linia de acţiune a forţei şi axele de anizotropie , şi de sensul ei, şi că de - a lungul direcţiei valorii maxime a modulului de elasticitate are loc o concentrare a eforturilor unitare , iar după direcţia minimă răspîndirea lor.

In general în pămînturi datorită existenţei sarcinei geologice compresibilitatea scade cu adîncimea . Pentru rezolvarea problemei Grifith (1929) şi Fröhlich (1934) au introdus în

calcul un coeficient denumit factor de concentrare ν , care corectează formula pentru semispaţiul omogen şi izotrop încărcat cu o forţă concentrată . La introducerea acestui factor se respectă condiţia de echilibru static în orice secţiune orizontală.

Relaţiile deduse au un caracter semiempiric , dar sînt foarte utile într-o primă aproximaţie.

Pentru efortul unitar vertical σ_z se obţine expresia:

$$\sigma_z = \frac{\nu P}{2\pi} \cdot \frac{z^{\nu}}{R^{\nu+2}}$$

Valorile ν , corespund anumitor cazuri particulare şi anume: pentru $\nu = 3$ se obţin ecuaţiile teoriei elasticităţii , (material omogen şi izotrop) $\nu = 4$ corespunde unui material , la care modulul de deformaţie creşte cu adîncimea , iar $\nu = 6$ corespunde situaţiei în care a avut loc o dezvoltare completă a deformaţiilor plastice în nisipuri .

Cu cît valoarea factorului de concentrare este mai mare cu atît valoarea eforturilor unitare va fi mai mare pe linia de acţiune a forţei, stingerea lor făcîndu-se mai repede lateral acestei forţe (fig.48)

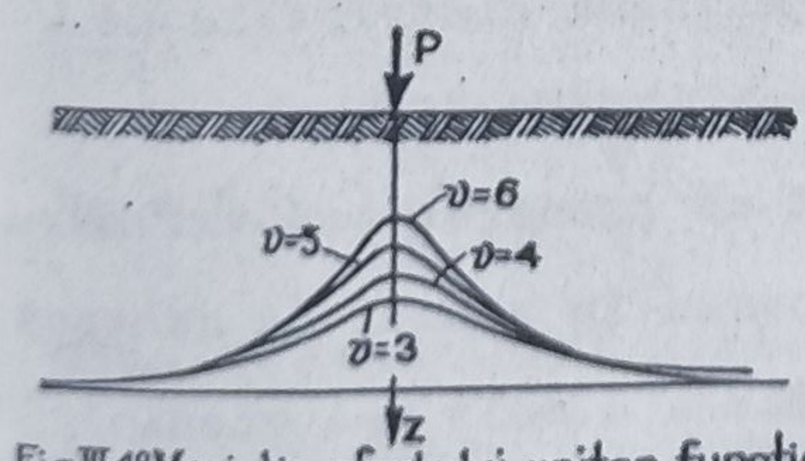


Fig III.48 Variaţia efortului unitar funcţie de valoarea factorului de concentrare.

Formule pentru o forţă orizontală au fost deduse de Ohde , folosind aceeaşi ipoteză.
Şi aici se pot determina curbele izobare care au diferite forme funcţie de valoarea factorului de concentrare.

Astfel pentru σ_z, luînd $\nu = 2$ rezultă cercuri , iar pentru $\nu = 6$, rezultă nişte ovaluri alungite.

In cazul în care avem valori diferite ale modulului de elasticitate după verticală şi după orizontală , s-a introdus în calcule un coeficient K egal cu

$$K = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}}$$

E_h - este modulul de elasticitate pe orizontală

E_v - este modulul de elasticitate pe verticală

Pentru cazul semispaţiului încărcat cu o forţă concentrată s-a obţinut relaţia :

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^3(1+K+K^3)}{K(1+K)} \cdot \frac{1}{R^5}$$

Alte relaţii au fost date pentru alte ipoteze de calcul, unele considerînd existenţa unor membrane flexibile orizontale care împiedecă deformaţiile orizontale, altele anumite cazuri particulare de anizotropie.

Efectul anizotropiei în ceea ce priveşte valorile eforturilor unitare este sensibil , numai la diferenţe mai mari dintre modulii de elasticitate.

Al doilea caz de anizotropie des întîlnit în practică este terenul de fundaţie stratificat.

Analizîndu-se factorii care influenţează distribuţia de eforturi unitare într-un mediu stratificat compus dintr-un strat compresibil şi unul rigid , s-a observat că ponderea cea mai mare o are grosimea stratului considerat, frecarea în planul de contact şi coeficientul lui Poisson avînd o influenţă mult mai mică. Existenţa stratului rigid duce la concentrarea eforturilor unitare , de-a lungul liniei de acţiune a forţei.

In cazul în care rigiditatea mai mare o are stratul din suprafaţă , concentrarea de eforturi apare în stratul superior

în stratul inferior ele rezultînd mai mici. (fig.III.49).

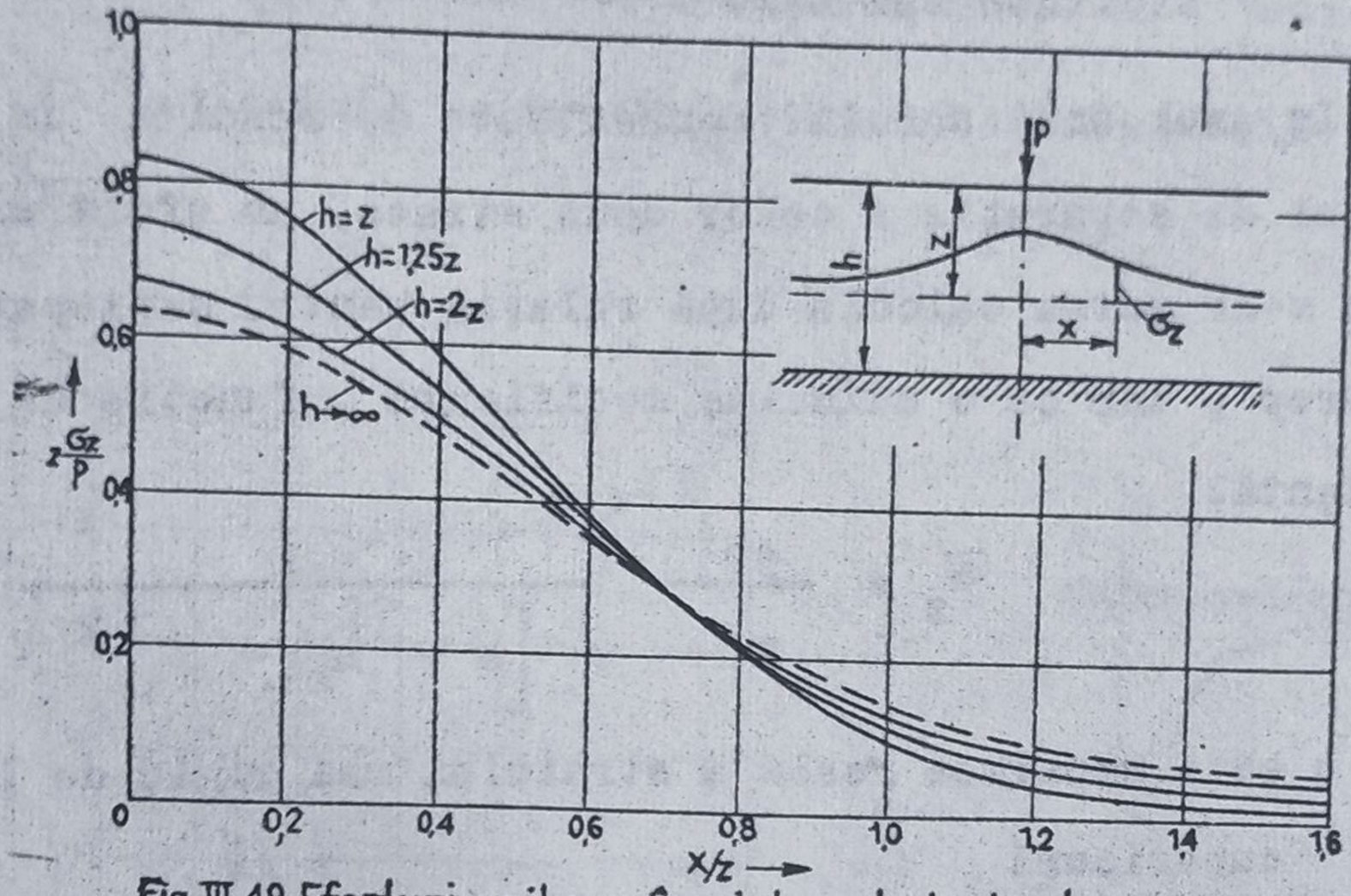


Fig.III.49. Eforturi unitare în sistemul bistrat.

In calculul practic al distribuţiei de eforturi unitare în acest caz s-a introdus noţiunea de grosime echivalentă. Aceasta este grosimea de material omogen din strat care la baza sa , la o încărcare anumită , prezintă un efort unitar egal cu cel de la baza altui material, avînd o anumită grosime dată.

Mărimea grosimii echivalente se poate calcula cu relaţia $h_e = \alpha . h_1 \sqrt[n]{\frac{E_1}{E_2} \frac{\rho_2}{\rho_1}}$ dedusă din viteza de propagare a unor unde în materialul respectiv.

h_1- este grosimea reală a stratului

E_1 şi E_2 modulii de elasticitate , a celor două straturi

ρ_1 şi ρ_2 densităţile materialelor din cele două straturi

α un coeficient , care variază între 0,9 şi 1,0 la diferiţi autori.

n - se ia între 2,5 şi 3,0

h_1 - grosimea stratului superior , având un modul de elasticitate mai mare .

In axul unei sarcini concentrate ar rezulta în acest caz în planul de separaţie a celor două strate, un efort unitar vertical, ce s-ar putea calcula după relaţia pentru semispaţiul omogen izotrop , dar cu o adîncime modificată , funcţie de grosimea echivalentă.

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[z + h_e - \right]^2}$$

h este grosimea reală a stratului mai rigid de la partea superioară

h_e - grosimea echivalentă

6.Rezultatele determinării stării de eforturi unitare pe cale experimentală.

In scopul verificării ipotezelor teoretice privind starea de eforturi unitare ce ia naştere ă prin încărcarea unui pământ sau efectuat numeroase experienţe, folosind diferite procedee, ca încărcări la scară naturală, încărcări pe modele , modelare centrifugală, analiza fotoelasticimetrică. Multe experienţe au urmărit distribuţia pe eforturi unitare pe talpa fundaţiei, folosind în acest scop doze de presiune, sau corelaţia dintre efort unitar şi conţinutul de apă al unui pământ saturat.

O atenţie deosebită s-a acordat cu această ocazie stabilirii metodelor de măsurare, fixîndu-se cu această ocazie cea mai corespunzătoare metodică în raport cu scopul urmărit.

Rezultatele experienţelor au arătat o bună coincidenţă cu teoria , ceea ce justifică folosirea semispaţiului liniar deformabil ca model pentru terenul de fundaţie, alcătuit din nisip sau din argilă. Pentru argile este necesar ca procesul de conso-

lidare să fie terminat.

In figura III.5o se arată rezultatele experimentale ob ţinute prin diferite procedee comparativ cu cele teoretice.

In fig.III.51 se arată rezultaţele încercarilor fotoelas ticimetrice .

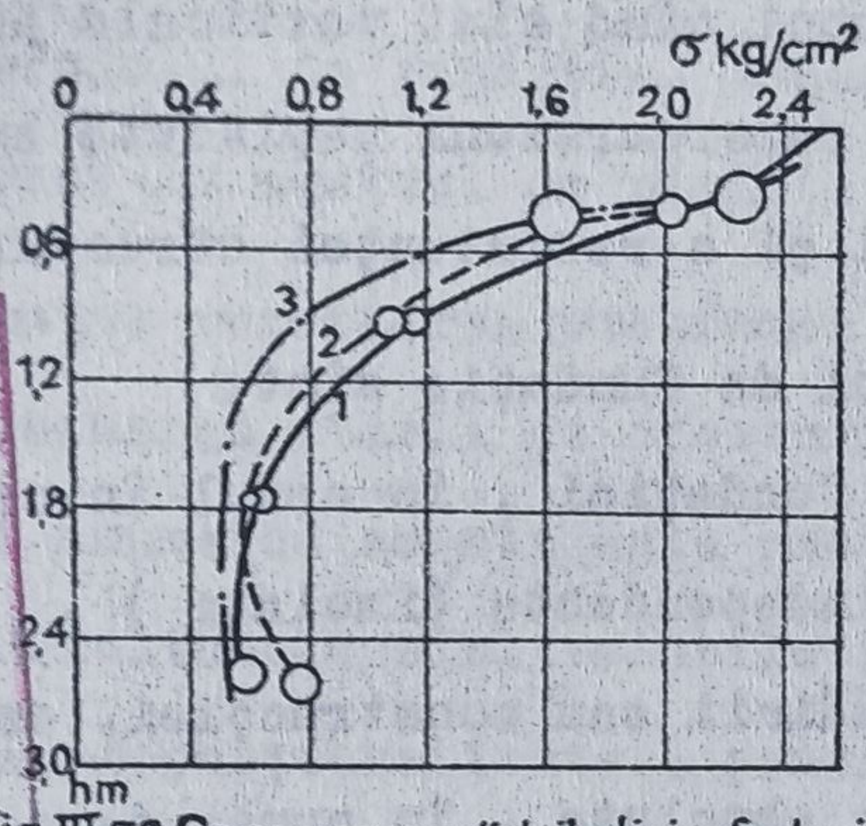


Fig.III-50.Compararea distribuţiei eforturilo unitare.
1. Experienţe de teren
2. Modelare centrifugă
3. Soluţie teoretică

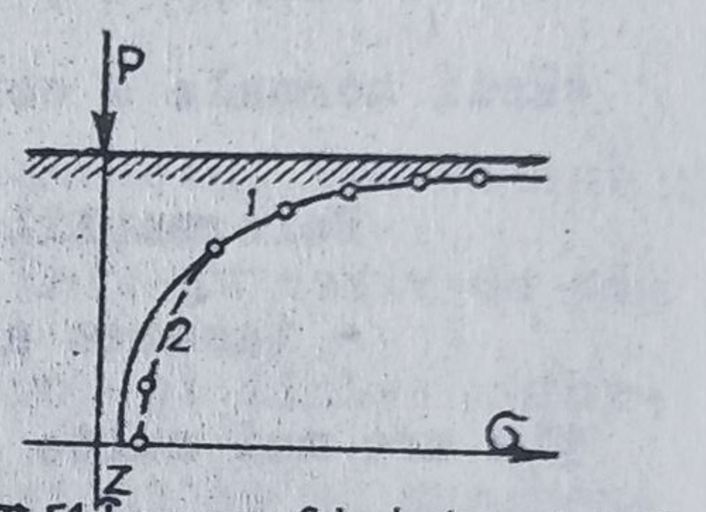


Fig.III-51. Încercare fotoelasticimetrică(2 şi valorile teoretice (1).

B.C.U. "ŞCU" IAŞI
GEOLOGIE-GEOGRAFIE

S-a constatat că distribuţia eforturilor unitare sub talpa fundaţiilor rigide ce apare în mod real coincide cu cea teoretică, fiind în formă de şea . Dacă sarcina creşte foarte mult , se dezvoltă deformaţii plastice importante în pământ , mai ales dacă nu există suprasarcini laterale, forma de şea transformîndu-se într-o formă parabolică , care cu creşterea sarcinei devine triunghiulară sau capătă chiar forma unui vîrf de săgeată.

Natura pământului mu influenţează distribuţia de eforturi unitare , aceasta fiind funcţie numai de încărcare şi de caracteristicile de deformaţie ale pământului.

B. Starea de deformaţie într-un masiv de pământ

1.Calculul tasării finale a pământurilor,aplicare directă a teoriei mediilor liniar deformabile. Pentru a cunoaşte efectul unei încărcări exterioare asupra unui masiv de pământ în afară

DONATIA
TRAIAN IDRICEANU

de starea de eforturi unitare trebuie cunoscută şi starea de defor-
maţie.

Deformaţiile în terenul de fundaţie se traduc sub talpa fundaţiei prin deplasări ale suprafeţei de rezemare faţă de poziţia pe care acesta o avea înainte de executarea construcţiei.

Aceste deplasări, atunci cînd sînt verticale poartă denumirea de tasări , şi pot avea repercursiuni neplăcute asupra exploatării normale a construcţiei şi a rezistenţei structurii sale.

Deformaţiile terenului de fundaţie sînt:

- tasarea absolută a fundaţiei , în cazul în care construcţia are mai multe fundaţii independente (izolate) .

- tasarea medie a clădirii sau construcţiei, calculată ca media aritmetică a tasărilor absolute , în număr de cel puţin 3. Se pune condiţia ca diferenţa acestora faţă de tasarea medie să nu o depăşească pe aceasta mai mult decît 50%.

- tasarea relativă, reprezentînd diferenţa de tasare a două fundaţii învecinate raportată la distanţa dintre ele.

- înclinarea fundaţiei care se exprimă prin diferenţa de tasare a două puncte extreme , raportată la lungimea, lăţimea sau diametrul fundaţiei.

- încovoierea relativă care se exprimă prin raportul între săgeată şi lungimea părţii de construcţie care se încovoaie.

Deformarea terenului de fundaţie este provocată de o serie de fenomene ce iau naştere în pămînturile din care este alcătuit, şi care au fost analizate în detaliu la capitolul " compresibilitatea pămînturilor."

Deformarea lui uniformă nu este periculoasă pentru construcţie , şi poate duce numai la unele dificultăţi în exploatarea ei.

Deformarea neuniformă a terenului de fundaţie introduce

în structura de rezistenţă solicitări suplimentare, care pot duce la distrugerea elementelor din care este ca alcătuită.

Din cele arătate s-a văzut că pentru a cunoaşte modul în care se deformează terenul de fundaţie , este necesar să cunoaştem deformaţiile sale în diferite puncte.

Problema se reduce deci la determinarea deformaţiei verticale a terenului de fundaţie, încărcat cu o sarcină , într-un punct situat în masivul de pământ.

Pentru rezolvarea problemei se admit aceleaşi ipoteze ca şi la determinarea stării de eforturi unitare într-un masiv de pământ , şi anume că acesta este omogen , izotrop şi liniar deformabil. Rezultatele sînt valabile pentru presiuni ce nu depăşesc limita de proporţionalitate , pentru pământul din care este alcătuit terenul de fundaţie .

Pentru rezolvare se porneşte de la soluţia din Teoria Elasticităţii , care dă mărimea componentei verticale a deplasării unui punct, cînd în origine acţionează o forţă concentrată de valoare P (fig.III.52).

$$w = \frac{P}{4\pi G}\left[\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\nu)}{R}\right] \quad (III.13)$$

Pentru rezolvarea practică a problemei se folosesc două căi :

Prima cale consideră întreaga tasare pe o adîncime a pachetului de strate practic infinită şi care are valoarea cea mai mare la suprafaţa semispaţiului.

A doua cale ia în considerare numai deformaţiile verticale care apar pe grosimea zonei active.

Considerînd un semispaţiu încărcat în origine cu o forţă concentrată de mărime P , denivelările provocate de această în-

cărcare, la suprafaţa semispaţiului se pot calcula , particularizînd expresia lui w , pentru z = o

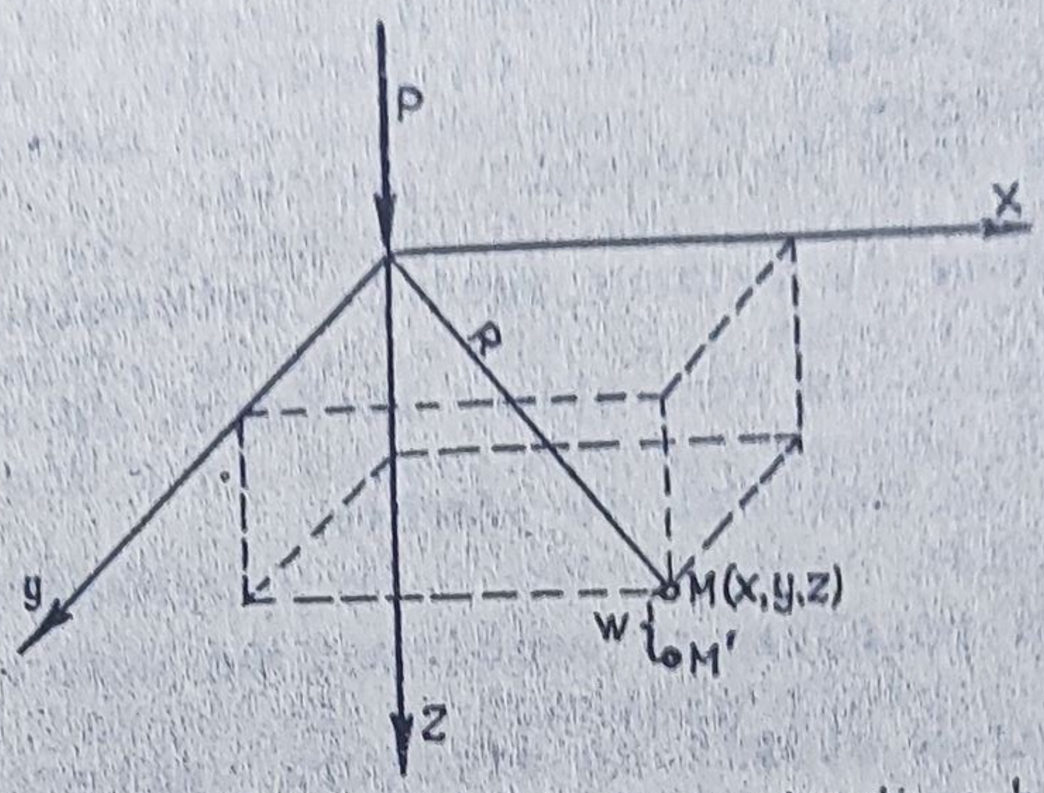


Fig.III.52.Deformaţiile într-un semispaţiu sub o sarcină concentrată.

$$w_o = \frac{P}{4\,\pi\,G} \cdot \frac{2(1-\nu)}{R}$$

în care introducînd $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ obţinem :

$$w_o = \frac{P}{\pi\,ER}\,(1-\nu^2)$$

Notînd $\frac{E}{1-\nu^2} = C$ denumit constanta de elasticitate a terenului , obţinem

$$w_o = \frac{P}{\pi\,CR}.$$

R - în această situaţie este distanţa dintre punctul în care se aplică sarcina P şi punctul de pe suprafaţa semispaţiului în care se produce tasarea w_o.

Dacă pe planul care limitează semispaţiul acţionează o sarcină uniform distribuită p, pe o suprafaţă F, tasarea în punctul de coordonate x,y, provocată de încărcarea pdF, de pe suprafaţa

dF având coordonatele centrului ξ, η şi laturile $d\xi$ $d\eta$ va fi (fig.III.53)

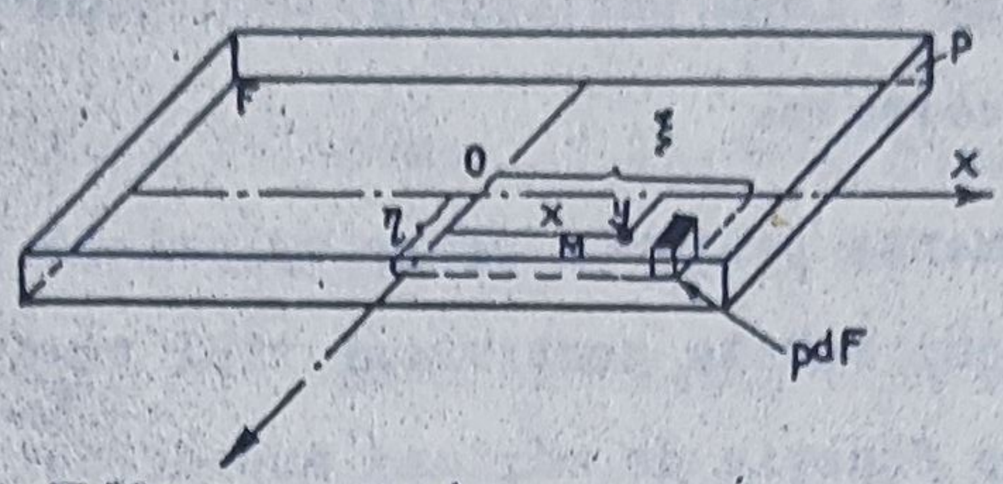


Fig.III.53 Deformaţiile într-un semispaţiu sub o sarcină concentrată.

$$dw_o = \frac{p.d\xi\, d\eta}{\pi C \sqrt{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2}}$$

Tasarea provocată de toată suprafaţa F încărcată cu sarcina uniform distribuită va fi :

$$w_o = \frac{p}{\pi C} \int \frac{d\xi\, d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2}}$$

Valoarea integralei este :

$$w = \frac{p}{\pi C}\Bigg[(b_1-y)\ \ell n \frac{\sqrt{(\ell_1-x)^2+(b_1-y)^2}+(\ell_1-x)}{\sqrt{(\ell_1+x)^2+(b_1-y)^2}-(\ell_1-x)} +$$

$$+ (b_1+y)\ \ell n \frac{\sqrt{(\ell_1-x)^2+(b_1+y)^2}+(\ell_1-x)}{\sqrt{(\ell_1+x)^2+(b_1+y)^2}-(\ell_1+x)} +$$

$$+(\ell_1-x)\ \ell n \frac{\sqrt{(\ell_1-x)^2+(b_1-y)^2}+(b_1-y)}{\sqrt{(\ell_1-x)^2+(b_1+y)^2}-(b_1+y)} +$$

$$+(\ell_1-x)\ \ell n \frac{\sqrt{(\ell_1+x)^2+(b_1-y)^2}+(b_1-y)}{\sqrt{(\ell_1+x)^2+(b_1+y)^2}-(b_1+y)}\Bigg]$$

expresie în care ℓ_1 şi b_1 sînt jumătăţile laturilor suprafeţei

dreptunghiulare , încărcate cu sarcina uniform distribuită.

Aplicarea în practică a relaţiei de mai sus, fiind anevoioasă , soluţia a fost particularizată pentru centrul şi colţul suprafeţei încărcate.

De asemenea pentru a uşura calculele şi a avea posibilitatea de a întocmi tabele pentru calculul tasărilor laturile au fost exprimate funcţie de mărimea suprafeţei dreptunghiulare încărcate.

Pentru centrul suprafeţei încărcate obţinem

$$W = \frac{2p}{\pi C}\left[\ell_1 \ln \frac{\sqrt{\ell_1^2 + b_1^2} + b_1}{\sqrt{\ell_1^2 + b_1^2} - b_1} + b_1 \ln \frac{\sqrt{\ell_1^2 + b_1^2} + \ell_1}{\sqrt{\ell_1^2 + b_1^2} - \ell_1}\right]$$

Notînd $F = 2\ell_1 2\, b_1 = 4\,\ell_1 b_1$ şi $\frac{\ell_1}{b_1} = \alpha$ expresia

pentru W, exprimată funcţie de F, devine

$$W = \frac{p\sqrt{F}}{\pi C}\left[\sqrt{\alpha}\ln \frac{\sqrt{\alpha + \frac{1}{\alpha}} + \sqrt{\frac{1}{\alpha}}}{\sqrt{\alpha + \frac{1}{\alpha}} - \sqrt{\frac{1}{\alpha}}} + \sqrt{\frac{1}{\alpha}} \ln \frac{\sqrt{\alpha + \frac{1}{\alpha}} + \sqrt{\alpha}}{\sqrt{\alpha + \frac{1}{\alpha}} - \sqrt{\alpha}}\right]$$

Se observă că paranteza este o funcţie a raportului laturilor α . Notînd expresia din paranteză cu $f(\alpha)$ obţinem :

$$W = \frac{p\sqrt{F}}{\pi C} f(\alpha) = \frac{p \cdot 2b_1\sqrt{\alpha}}{\pi E}(1 - \nu^2) f(\alpha)$$

Notînd $\frac{1}{\pi}\sqrt{\alpha}\, f(\alpha)$ cu ω rezultă

$$W = \frac{p \cdot b \cdot \omega}{E}(1 - \nu^2). \qquad (\text{III}.14)\ \text{Tab.}\ \overline{\text{XVI}}$$

Formula de mai sus a fost dedusă de Schleicher în 1928, Coeficientul ω este funcţie de forma fundaţiei , şi de raportul laturilor ei. Folosind noţiunea de tasare medie pe suprafa-

ţă , tasarea poate fi calculată şi pentru o fundaţie rigidă , schimbîndu-se însă în acest caz valoarea coeficientului faţă de cazul anterior cînd fundaţia a fost considerată perfect flexibilă

Comparînd tasările calculate cu această formulă cu tasările reale s-a obţinut diagrama din fig.III.54.

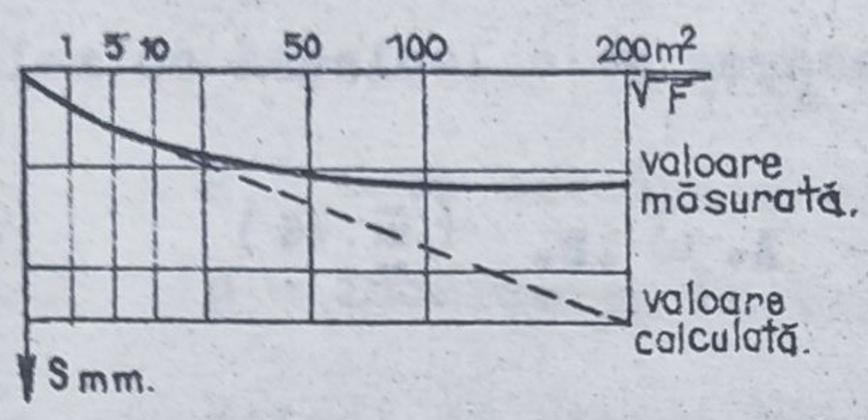


Fig.III.54 Variaţia tasării cu suprafaţa de rezemare.

Tasările reale sînt mai reduse deoarece deformaţiile apar în realitate numai în zona activă şi E creşte cu adîncimea.

Avînd în vedere diferenţele de tasare pentru valori mari ale suprafeţei de rezemare , relaţia pentru calculul tasării se recomandă a fi folosită pentru fundaţii izolate pătrate cu latura de maximum 3 m (sau suprafeţe dreptunghiulare avînd suprafaţa mai mică de 12 m^2) şi tălpi continui cu o lăţime mai mică de 1 m. Pachetul compresibil va fi uniform , şi de o grosime mai mică de 6 - 8 m, iar presiunea transmisă prin fundaţie nu va depăşi 3 daN/cm^2.

Profesorul N.A.Tîtovici în scopul de a simplifica acest calcul al tasării, a introdus noţiunea de strat echivalent he. Grosimea stratului echivalent se determină din condiţia că tasarea unui strat de grosime he încărcat cu o sarcină continuă egală cu sarcina reală să fie egală cu tasarea stratului real, presupus de grosime infinită , încărcat cu sarcina reală, pe lăţime reală a fundaţiei.

Condiţia de egalitate se poate scrie sub forma :

$$\frac{p \cdot b \cdot \omega}{E} (1 - \nu^2) = \frac{p}{M} \cdot he$$

$$E = M \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right)$$ de unde rezultă :

$$h_e = b \frac{(1-\nu)^2}{1-2\nu} \omega$$

Notînd $\frac{(1-\nu)^2}{1-2\nu} = A$ expresia grosimii stratului echivalent rezultă (Tab. XVII)

$$h_e = A\,\omega\,b.$$

Cunoscînd această grosime tasarea se calculează cu relaţia

$$s = \frac{p}{M} A.\,\omega\,.b. \quad (III.15)$$

2. <u>Metode practice de calcul a tasărilor</u> In realitate terenul de fundaţie fiind stratificat, ipoteza de omogenitate şi izotropie este valabilă cel mult în cuprinsul fiecărui strat în parte.

Din acest motiv în practică se rezolvă problema utilizînd două procedee de calcul care ţin seama de stratificaţia terenului de fundaţie.

Prima cale pornind de la relaţia deformaţiei din teoria elasticităţii , o rezolvă pentru tasarea medie de sub fundaţie , aplicînd-o numai pe adîncimea zonei active pentru fiecare strat în parte. Tasarea totală se obţine din însumarea tasărilor tuturor stratelor cuprinse în zona activă. Metoda a fost imaginată de Egorov , şi este standardizată la noi în ţară prin STAS 3300-66 .
A doua cale constă în determinarea separată a eforturilor unitare normale în punctul în care vrem să aflăm deformaţia şi ulterior calculul tasării cu ajutorul lor pe baza rezultatelor de compresibilitate obţinute în laborator prin intermediul edometrului. Tasările se calculează de asemenea pe straturi , ce se caracterizează printr-o anumită omogenitate , considerîndu-se că starea de eforturi unitare medii în strat , coincide cu starea de eforturi unitare de la mijlocul stratului.

In ambele cazuri adîncimea zonei active se determiná din condiţia $\sigma_z < 0{,}2\, g_z$ pentru pámîntul de compresibilitate normală şi

$\sigma_z < 0{,}1\, p$ pentru pámînturile puternic compresíbile

σ_z este efortul unitar din sarcina suplimentară datá de construcţie , la cota z

g - este sarcina geologicá la cota z

p - încárcarea la talpa fundaţiei.

Metoda de calcul a tasárilor prevázutá în STAS 3300-66 are la bază relaţia din Teoria elasticităţii care ne dá expresia componentei verticale a deformaţiei într-un punct al unui semispaţiu încárcat în origine cu o forţă concentratá P.

$$W = \frac{P}{4\,\pi\,G}\left[\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\nu)}{R}\right]$$

sau înlocuind modulul de elasticitate transversal cu expresia:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$W = \frac{P}{2\,\pi\,G}\left(\frac{2}{R} + \frac{1}{1-\nu}\cdot\frac{z^2}{R^3}\right)$$

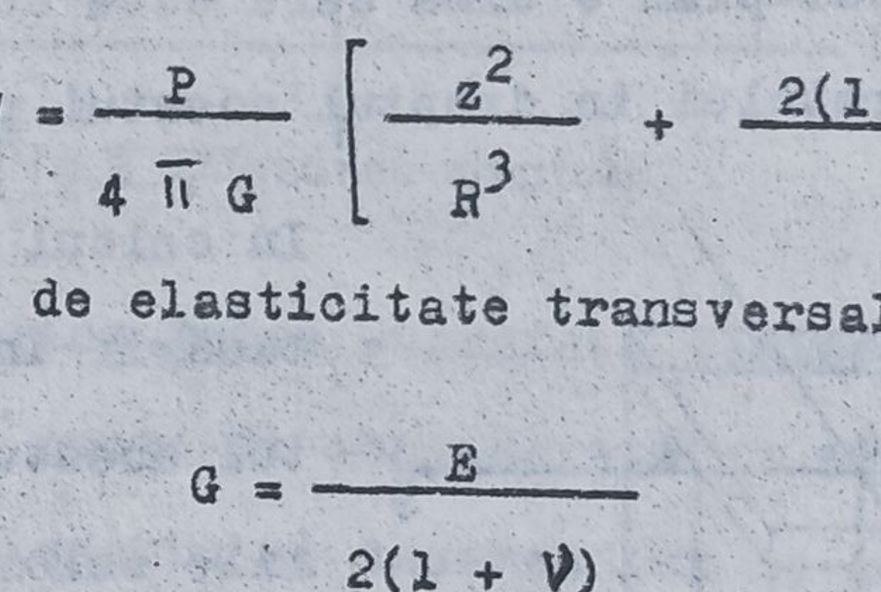


Fig.III.55 Semispaţiu încărcat cu o sarcină uniform distribuită pe o suprafaţă dreptunghiulară

Dacă vom considera o sarcină uniform distribuită aplicată pe o suprafaţă dreptunghiulară , relaţia tasării devine punînd

$$R = \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2}$$

$$W = \frac{p}{\varrho \pi C} \int_A \left(\frac{2}{\sqrt{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2+z^2}} \cdot \frac{1}{1-\nu} \cdot \frac{z^2}{\left[(x-\xi)^2+(y-\eta)^2+z^2\right]^{3/2}} \right) d\xi\, d\eta$$

Această relaţie ne permite să calculăm deplasările tuturor punctelor situate pe planele de separaţie a straterlor, la o anumită cotă măsurată pe verticalele care trec prin aceste puncte pînă la nivelul tălpii fundaţiei (fig.III.55).

Ducînd un plan vertical prin punctele e, c,e din talpa fundaţiei , suprafaţa deformată a acoperişului stratului considerat dă pe acest plan o urmă care este curba de deformaţie a acoperişului stratului în dreptul acestui plan (fig.III.56)

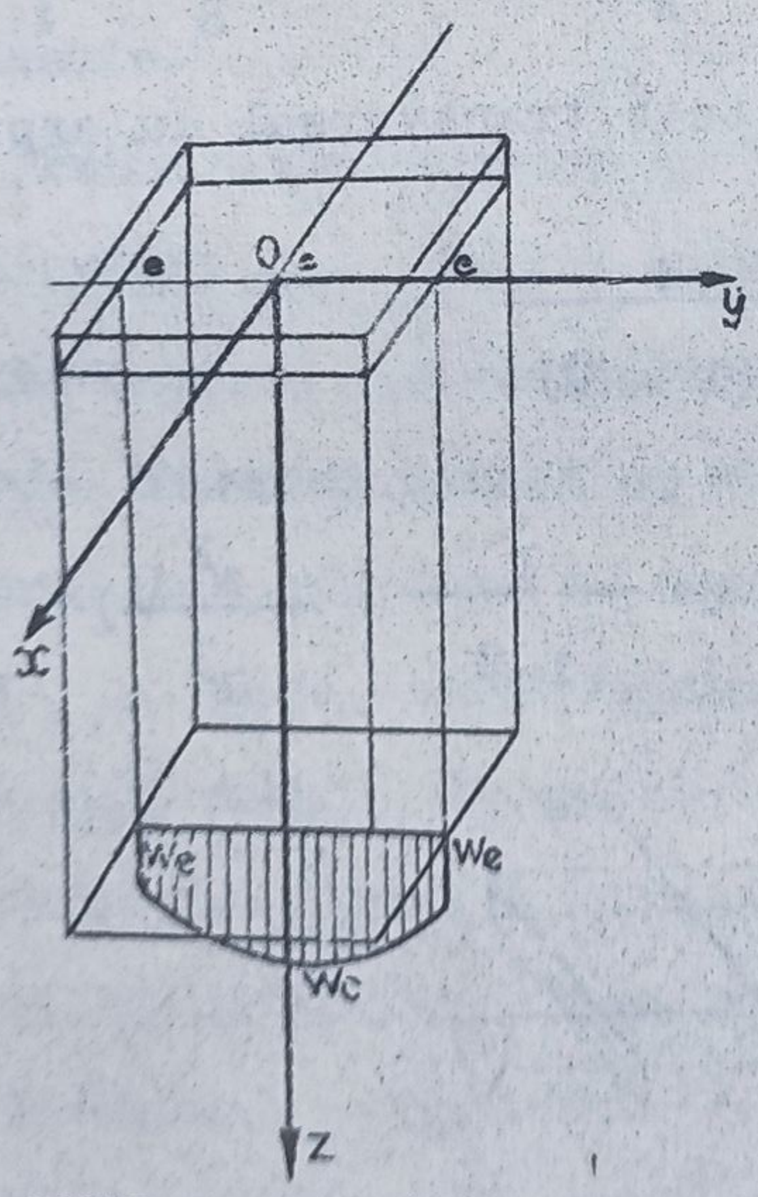


Fig.III.56 Tasarea medie a fundaţiei.

In calcul se ia valoarea medie a tasării întregii fundaţii, în dreptul acestui plan, dedusă din tasările celor 3 puncte.

Planul vertical se ia de obicei prin mijloacele laturilor lungi.

$$W_m = \frac{W_c + 2W_e}{3}$$

Efectuînd integrala pentru determinarea lui W pentru punctele arătate , se calculează tasările W_c şi W_e.

Expresia tasării medii se poate scrie :

$$W_m = \frac{p}{2\,\Pi\,c}\ f.$$

în care f este o funcţie de z, a şi b sau $\frac{z}{b}$ şi $\frac{a}{b}$, z fiind adîncimea punctului considerat, iar a şi b dimensiunile suprafeţei încărcate.

Ea se mai poate scrie :

$$W_m = \frac{pb}{c}\ F.$$

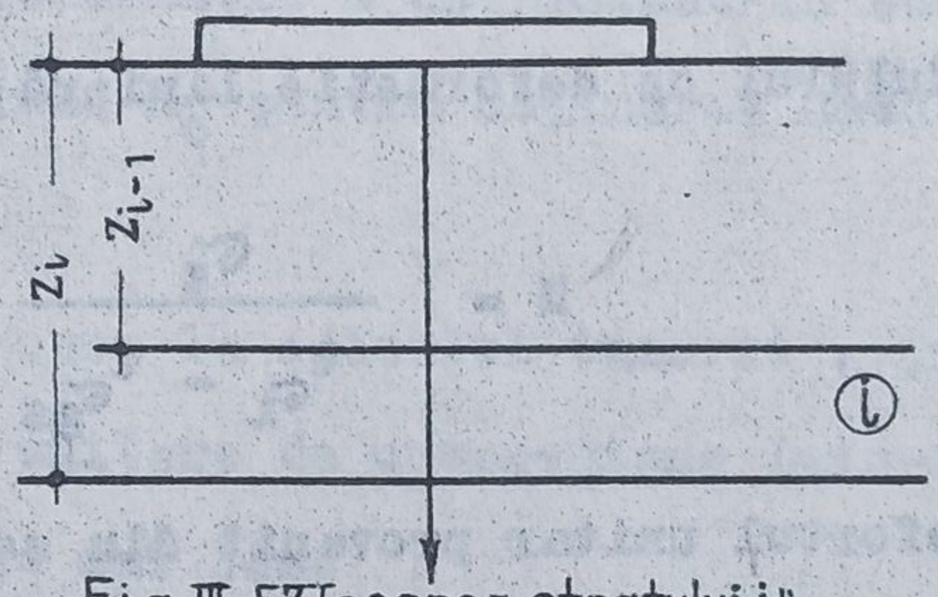


Fig.III.57.Tasarea stratului „i".

Tasarea unui strat cuprins între suprafaţa semispaţiului şi un plan la o cotă z_i poate fi consideratá ca diferenţa dintre tasarea întregului semispaţiu şi tasarea lui de la cota zi în jos.

$$W_o = \frac{pb}{c_i} F_o \qquad Wi = \frac{pb}{c_i} Fi$$

Tasarea stratului i se va putea calcula în felul următor: Se calculează tasarea stratului de grosime z_i după procedeul arătat mai înainte, din care se scade tasarea stratului de grosime z_{i-1} propus a fi alcătuit din acelaşi pămînt ca şi stratul de grosime z_i.

$$\Delta W_i = \frac{pb}{c_i}\left(F_o' - F_i\right) = \frac{pb}{c_i} K_i$$

$$\Delta W_{i-1} = \frac{pb}{c_i}\left(F_o' - F_i'\right) = \frac{pb}{c_i} K_{i-1}$$

Mărimea tasării stratului i va fi :

$$\Delta S_i = \Delta W_i - \Delta W_{i-1} = \frac{pb}{c_i} (K_i - K_{i-1}) .$$

Pentru toate straturile din zona activă a fundaţiei, tasarea va fi :

$$s = \sum \Delta si = pb \sum \frac{k_i - k_{i-1}}{o_i} = pb \sum \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} (1 - \nu_i^2) \qquad (III.16)$$

Tab. XVIII.

Modulul de deformaţie liniară E_i se determină pe teren prin încercare cu placă sau în edometru în mod indirect , prin intermediul modulului de deformaţie liniară edometric M.

$$M = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_{\sigma_i} - \varepsilon_{\sigma_{gz}}}$$

σ_z - efortul unitar provenit din sarcina suplimentară dată de construcţie la adîncimea z.

ε_{σ_i} şi $\varepsilon_{\sigma_{gz}}$ - deformaţiile specifice înregistrate pe curba de compresiune tasare obţinută în edometru, corespunzînd eforturilor unitare σ_i şi respectiv σ_{gz}

$$\sigma_i = \sigma_{gz} + \sigma_z .$$

σ_g efortul unitar provenit din sarcina geologică, eforturile σ_z şi σ_{gz} sînt considerate în mijlocul stratului de pămînt a cărui deformaţie se calculează (i) .

Mărimea efortului unitar din sarcina geologică se calculează cu relaţia

$$\sigma_{gz} = \frac{1}{10} \gamma_a (z + D).$$

γ_a este greutatea specifică aparentă a pămîntului în KN/m^3

D - adîncimea de fundare în metri

Presiunea medie efectivă (presiunea suplimentară rezultată prin executarea construcţiei) pe talpa fundaţiei este dată de relaţia

$$p_{ef} = p - \frac{1}{lo} \gamma_a D.$$

p este presiunea transmisă de fundaţie .

Eforturile unitare σ_z se calculează cu relaţia :

$$\sigma_z = \alpha_o p_{ef}.$$

Modulul de deformaţie M determinat în edometru se înmulţeşte cu un coeficient M_o pentru obţinerea modulului de deformaţie liniară E.

In cazul în care la calculul tasării , ţinem seama de toate trei eforturile unitare de compresiune într-un punct ,se poate utiliza procedeul de mai jos.

Deformaţia volumetrică specifică , în cazul în care în spaţiu avem trei eforturi unitare normale σ_x, σ_y şi σ_z are expresia :

$$\theta = \frac{dV}{V} = \frac{1-2\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

Pentru un strat de grosime h , deformaţia specifică verticală ε_z va avea expresia:

$$\varepsilon_z = \frac{dh}{h} = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y) \right]$$

de unde putem deduce tasarea sa dh ca fiind :

$$dh = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right] h .$$

Pentru a determina modulul de deformaţie liniară E, echivalăm deformaţia specifică de volum obţinută în edometru, cu cea ce are loc în realitate.

In edometru

$$\frac{dV}{V} = \frac{Adh}{A\,h} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad \text{de unde}$$

$$\frac{1 - 2\nu}{E}\,(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad \text{şi}$$

$$\frac{1}{E} = \frac{1}{(1-2\nu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)} \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$$

Introducînd această expresie în relaţia care ne dă tasarea obţinem :

$$dh = \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{(1-2\nu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)} \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}\, h. \quad (\overline{\text{III}}.17)$$

Această relaţie se recomandă a fi folosită în toate cazurile în care

$\ell < 3\,b$ $\qquad$ $b < 2\,h$ în care

ℓ - lungimea tălpii fundaţiei

b - lăţimea tălpii fundaţiei

h - grosimea stratului compresibil

In relaţia pentru calculul tasării, e_1 şi e_2 sînt indicii porilor din încercarea în edometru pentru starea de eforturi unitare din edometru care dă o deformaţie specifică de volum egală cu aceea din natură sub acţiunea eforturilor unitare normale σ_x , σ_y şi σ_z.

Pentru a putea utiliza curba de efort unitar - indicele porilor , determinată în edometru , trebuie găsit efortul unitar de compresiune din edometru echivalent din punct de vedere al deformaţiei specifice de volum cu eforturile unitare normale din natură.

Folosind condiţia de deformaţie specifică de volum egală putem scrie :

$$\frac{1-2\nu}{E}(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z)=\frac{1-2\nu}{E}\left[p+\frac{2\nu}{1-\nu}\right] \quad \text{de unde,}$$

$$p=\left(\frac{1-\nu}{1+\nu}\right)(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z) \quad (\text{III.18.})$$

In realitate presiunile p_1 şi p_2 corespunzătoare indicilor porilor e_1 şi e_2 sînt: p_1 presiunea echivalentă sarcinii geologice , iar p_2, suma dintre sarcina geologică şi eforturile unitare la adîncimea respectivă provocate de sarcina suplimentară ce provine din executarea construcţiei. (fig.III.58)

Valorile lor sînt , aplicînd expresia pentru p.

$$p_1=\left(\gamma_a\cdot z+\frac{2\nu}{1-\nu}\gamma_a\cdot z\right)\frac{1-\nu}{1+\nu}=\gamma_a\cdot z$$

$$p_2=\left[\sigma_z+\gamma_a\cdot z+\sigma_x+\frac{\nu}{1-\nu}\gamma_{az}+\sigma_y+\frac{\nu}{1-\nu}\gamma_{az}\right]\frac{1-\nu}{1+\nu}=$$

$$=\gamma_a\cdot z+\frac{1-\nu}{1+\nu}(\sigma_z+\sigma_x+\sigma_y).$$

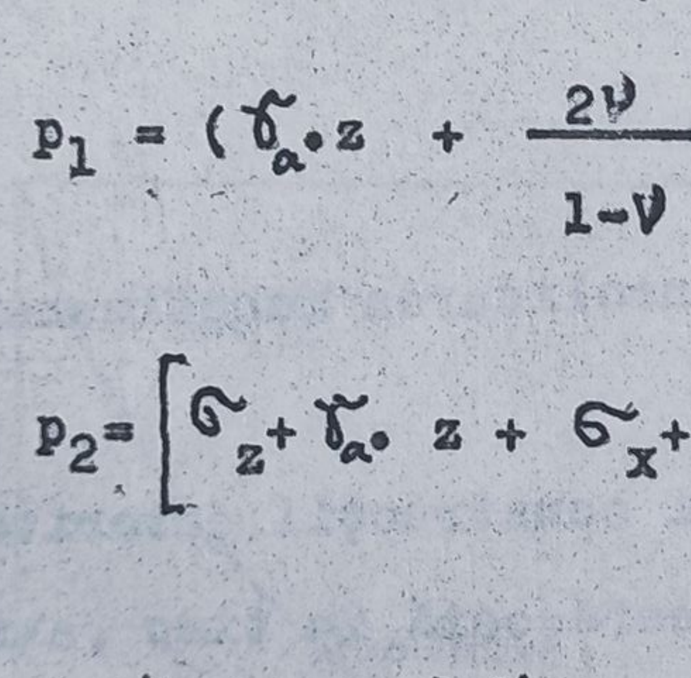


Fig.III.58 Curba presiune-indicele porilor pentru presiunile echivalente p_1 şi p_2

In cazul în care $\ell > 3b$ şi $b < 2h$ problema poate fi redusă la o problemă plană , cu oarecare aproximaţie .

Valoarea lui σ_x devine egală cu

$$\sigma_x=\nu(\sigma_y+\sigma_z)$$

iar relaţia pentru calculul ta-

$$dh = \frac{1}{1-2\nu} \cdot \frac{(1-\nu)\,\sigma_z - \nu\,\sigma_y}{\sigma_y + \sigma_z} \cdot \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}$$

$$p_2 = (1-\nu)(\sigma_y + \sigma_z) + \gamma_a \cdot z$$

Cînd $b > 2h$ şi $\ell > 3b$, dimensiunile fundaţiei fiind mari în raport cu stratul compresibil, problema poate fi asimilată cu o problemă monodimensională.

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu}\,\sigma_z$$

iar relaţia pentru calculul tasării este

$$dh = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}\,h$$

$$p_2 = \sigma_z + \gamma_a z$$

3. Desfăşurarea tasării în timp(consolidarea monodimensională).

Practica a arătat că tasarea unei construcţii datorită deformaţiei terenului de fundaţie, se desfăşoară în timp ,atingînd valoarea ei finală, la intervale de timp ce diferă de la un pământ la altul.

Astfel la nisipuri tasarea ajunge la stabilizare încă în timpul executării construcţiei, pe cînd la pământuri argiloase saturate cu apă, ea depăşeşte cu mult durata de executare a construcţiei.

In fig.III.59 se dau în mod comparativ tasările funcţie de timp pentru un pământ nisipos şi unul argilos .

Se constată că la pământurile cu granule mari timpul necesar stabilizării tasării este mult mai scurt .

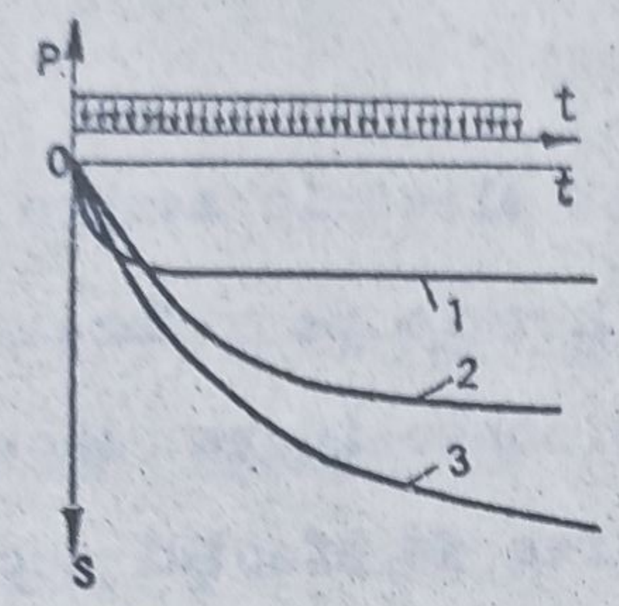


Fig.III.59.Tasarea pămîntului în timp

1- pămînt cu granule ;2-3-pămînturi argiloase.

Analizîndu-se fenomenele ce au loc în pămînt cu ocazia îndesării sale şi care au fost studiate în cadrul compresibilităţii , s-a ajuns la concluzia că în procesul desfăşurării tasării în timp distingem mai multe etape (fig.III.6o).

In prima etapă (I) are loc expulsarea aerului din goluri. După ce aerul ce poate fi eliminat a fost evacuat , urmează expulzarea apei, în cantitatea necesară deformării scheletului pînă în momentul cînd este capabil să echilibreze sarcina exterioară (II) (fenomen denumit consolidare).

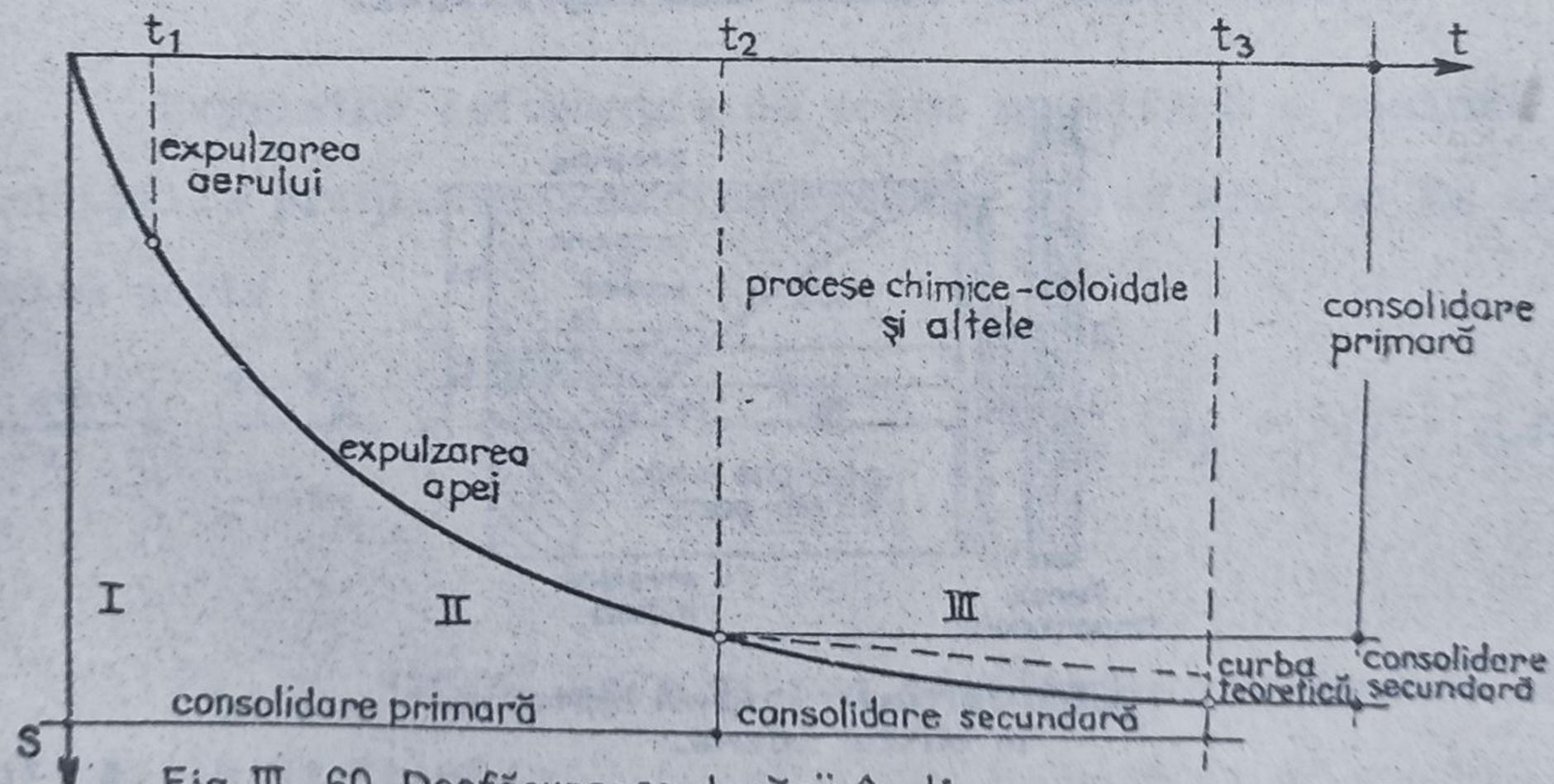


Fig.III. 60. Desfăşurarea tasării în timp.

Consolidarea care apare ca urmare a expulzării aerului şi apei poartă denumirea de consolidare primară .Avînd în vedere că ea are loc prin expulzarea apei în surplus din pori, ea mai poartă denumirea de consolidare hidrodinamică .

In perioada a III au loc procese chimice - coloidale şi de suprafaţă combinate cu fenomenul de tensiune superficială la apa capilară de contact. Apar variaţii de densitate şi vîscozi-

tate în apa peliculară şi variaţii în mărimea forţelor moleculare de atracţie între granulele solide şi apă.

Se accentuează efectul dublului strat electric asupra filtraţiei , care decurge foarte încet, avînd nevoie de o durată foarte lungă . Procesul poartă denumirea de consolidare secundară, şi este cunoscut de asemenea sub denumirea de efectul secular în procesul tasării argilelor.

Pentru simplificarea calculului, consolidarea hidrodinamică a unui pămînt argilos saturat cu apă, se consideră ca avînd loc prin filtrarea apei numai într-o direcţie . In felul acesta problema devine o problemă monodimensională , în care direcţia principală a curenţilor de filtrare a apei este verticală, încărcarea de la suprafaţa stratului fiind continuă.

Se admite schema de calcul din fig.III.61.

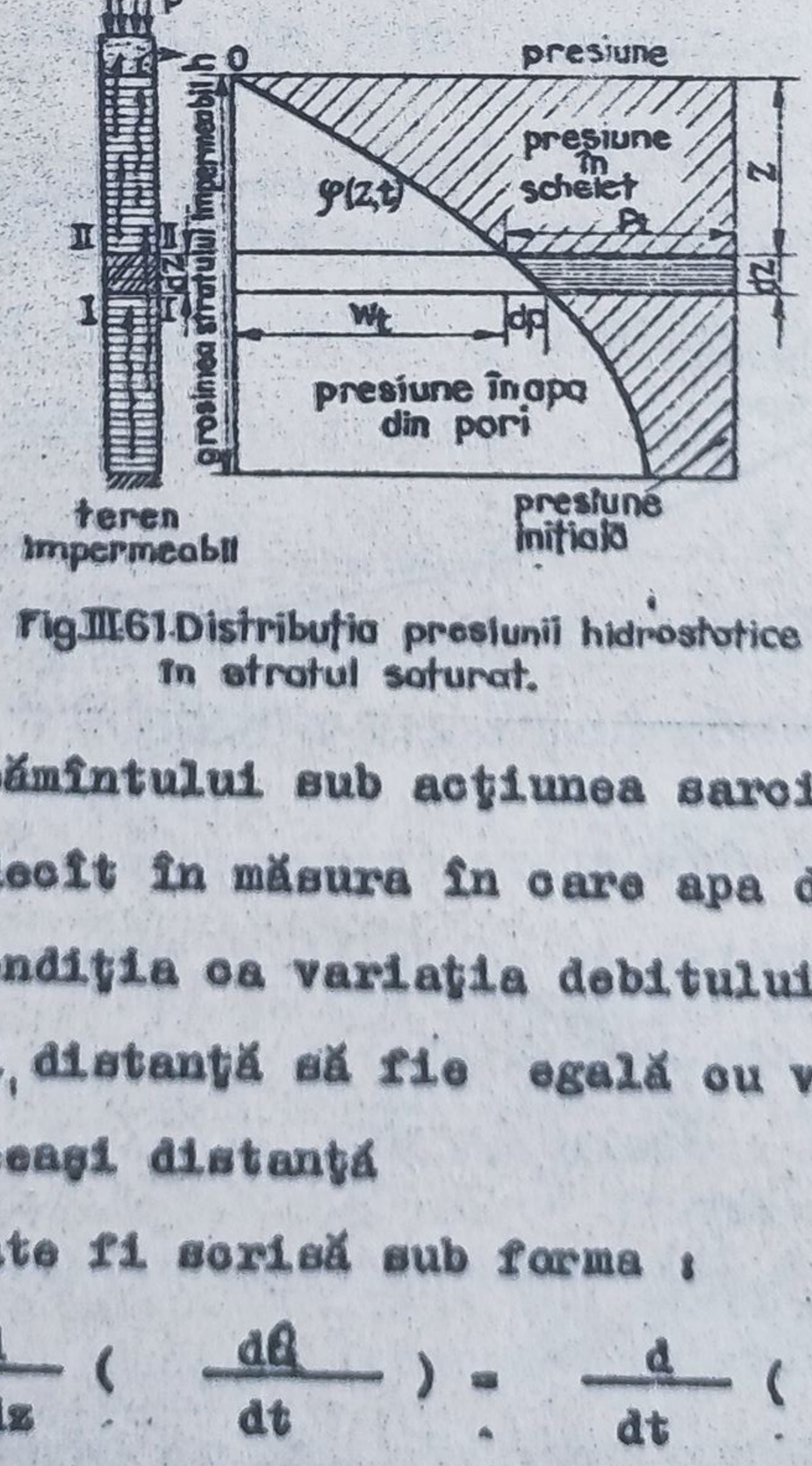


Fig.III.61 Distribuţia presiunii hidrostatice în stratul saturat.

Deformaţia pămîntului sub acţiunea sarcinei exterioare neputînd avea loc decît în măsura în care apa din pori este eliminată , se pune condiţia ca variaţia debitului în stratul de argilă pe o anumită distanţă să fie egală cu variaţia de volum a pămîntului pe aceeaşi distanţă

Condiţia poate fi scrisă sub forma :

$$\frac{d}{dz}\left(\frac{d\varphi}{dt}\right) = \frac{d}{dt}\left(\frac{dV}{V}\right) \qquad (\overline{III}.19)$$

$dQ = k.i.A\,dt$. Pentru o secţiune unitară pe direcţia curentului de filtraţie, obţinem :

$$\frac{dQ}{dt} = k.i .$$

Gradientul hidraulic "i" poate fi exprimat funcţie de înălţimea planului de sarcină şi drumul parcurs de curentul dz ca fiind $i = \frac{dH}{dz}$ sau funcţie de valoarea presiunii neutrale.

$$i = \frac{d}{dz}\left(\frac{pn}{\gamma_w}\right)$$

Obţinem astfel expresia

$$\frac{dQ}{dt} = k.\frac{d}{dz}\left(\frac{pn}{\gamma_w}\right) \text{ şi}$$

$$\frac{d}{dz}\left(\frac{d\ell}{dt}\right) = \frac{\varepsilon}{\gamma_w}\,\frac{d^2pn}{dz^2}$$

Exprimînd deformaţia de volum specifică a pămîntului în condiţiile problemei monodimensionale (cum are loc în edometru), putem scrie :

$$\frac{dV}{V} = \frac{e_1-e_2}{1+e_1} = \frac{e_1-e_2}{1+e_1}\cdot\frac{p_2-p_1}{p_2-p_1} = m_v(p_2-p_1) = m_v p_e$$

p_e - sporul de presiune efectivă care produce această deformaţie de volum.

Expresia $\frac{d}{dt}\left(\frac{dV}{V}\right)$ va deveni astfel :

$$\frac{d}{dt}\left(\frac{dV}{V}\right) = m_v\,\frac{dpe}{dt}$$

luată cu semnul minus fiind vorba de o reducere de volum.

Vom putea scrie deci :

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{d^2 pn}{dz^2} = - m_v \frac{dpe}{dt}$$

Exprimînd presiunea efectivă funcţie de presiunea neutra-
lă

pe = p - pn relaţia devine

$$\frac{k}{\gamma_w} = \frac{d^2 pn}{dz^2} = m_v \frac{dpn}{dt}$$

grupînd termenii obţinem

$$\frac{d^2 pn}{dz} = \frac{m_v \gamma_w}{k} \frac{dpn}{dt} = \frac{1}{c_v} \frac{dpn}{dt} \quad (\text{III.20.})$$

Cv - a fost denumit coeficientul de consolidare, şi se exprimă în cm^2/s.

Expresia reprezintă ecuaţia diferenţială a consolidării monodimensionale.

Prin analogie cu problema transmiterii căldurii prin conducţie , care este guvernată de aceeaşi ecuaţie diferenţială se poate adopta soluţia folosită acolo şi care este :

$$pnz = \sum \frac{4p}{\pi(2k+1)} e^{-\frac{(2k+1)^2 \pi^2 c_v t}{4H^2}} \sin \frac{(2k+1)\pi z}{2H}$$

Dacă vrem să cunoaştem valoarea „ presiunii efective la o anumită adîncime z şi un timp t, exprimăm presiunea neutrală p_{nz} funcţie de presiunea efectivă p_{ez} şi obţinem :

$$p_{ez} = p\left[1 - \frac{4}{\pi} \sum \frac{1}{(2k+1)} e^{-\left[\frac{(2k+1)\pi}{2H}\right]^2 c_v t} \sin \frac{(2k+1)\pi \cdot z}{2H}\right] .$$

Seria are o convergenţa rapidă , astfel încît pentru a obţine o precizie suficientă pentru practică se obişnueşte să se

ia numai primii doi termeni sau chiar numai unul singur.

Se obţine astfel

$$p_{ez} = p\left[1 - \frac{4}{\pi} e^{-\frac{\pi^2 c_v t}{4H_2}} \sin\frac{\pi z}{2H} - \frac{4}{3\pi} e^{-\frac{9\pi^2 c_v t}{4H^2}} \sin\frac{3\pi z}{2H} - \right. \qquad (III.24)$$

Reprezentarea grafică a variaţiei presiunii efective pez funcţie de poziţia punctului considerat în strat şi de timp se dă în fig III.62 . Curbele de variaţie a lui pez la un timp dat se numesc curbele izocrone.

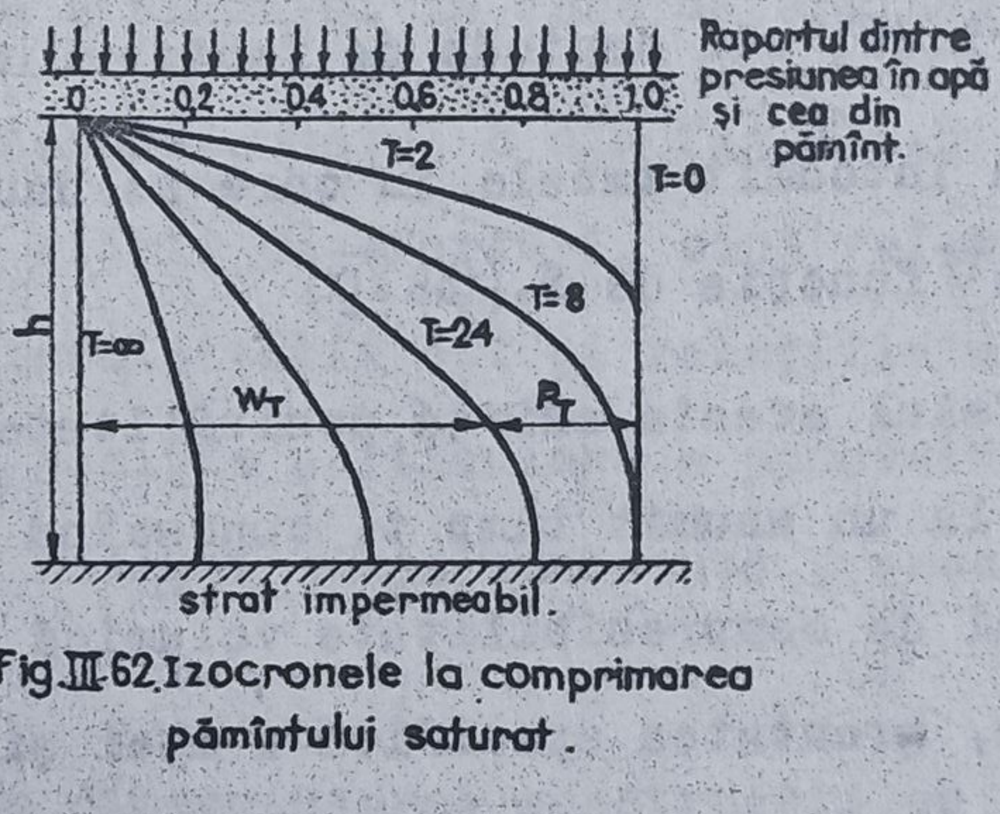


Fig.III.62.Izocronele la comprimarea pământului saturat.

Pentru rezolvarea practică a acestei probleme, care să reducă volumul de calcule, s-au făcut unele notaţii simplificatoare şi s-au introdus unele noţiuni ajutătoare.

Astfel expresia $\frac{C_v t}{H^2}$ s-a notat cu T_v denumind-o factorul timp al consolidării, iar

$\frac{\pi^2 c_v t}{4 H^2}$ s-a notat cu $N_o = \frac{\pi^2}{4} T_v$.

S-a introdus de asemenea noţiunea de grad de consolidare ca raport dintre tasarea la un anumit timp t egală cu St şi

tasarea finală S.

$$U = \frac{s_t}{S} \qquad (\overline{III}.22.)$$

Mărimea tasării la timpul t s-a considerat proporţională cu suprafaţa diagramei de variaţie a presiunilor efective din graficul izocronei t , iar mărimea tasării finale cu cea a suprafeţei pentru izocrona $t = \infty$.

Se obţine astfel următoarea expresie pentru gradul de consolidare

$$U = (1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} - \frac{8}{9\pi^2} e^{-9N})$$

Se observá gradul de consolidare depinde numai de factorul N care la rîndul său depinde de factorul timp al consolidării.

S-au întocmit tabele în care se dau valorile gradului de consolidare U funcţie de N.(tab. XIX.)

In felul acesta există posibilitatea de a calcula mărimea tasării S_t la un anumit timp t, cunoscînd tasarea finală S, coeficientul de compresibilitate volumică m_v, coeficientul de filtraţie k, greutatea specifică a apei şi grosimea stratului H. Relaţia de calcul este

$$s_t = U . s.$$

C.Starea de eforturi unitare în condiţiile echilibrului limită.

1.Definirea condiţiei de echilibru limită.

S-a observat că în anumite condiţii de încărcare, şi de rezistenţă a pământului, se produce ruperea acestuia în unul sau mai multe puncte, prin faptul că efortul unitar tangenţial ce ia naştere în punctul respectiv depăşeşte ca mărime rezistenţa sa la forfecare.

Ruperea pământului are drept urmare pierderea stabilită-

ţii sale, apariţia unor deformaţii mari, ireversibile, ce compromit lucrarea care a fost realizată.

Din punct de vedere al construcţiilor realizate din pământ sau care îl folosesc în calitate de suport această situaţie de rupere , reprezintă una din stările limită ale masivului de pământ.

Momentul care precede ruperea, este situaţia de echilibru limită , în care efortul unitar, tangenţial într-un punct este egal cu rezistenţa la forfecarea în acel punct. Acest echilibru are loc după o anumită direcţie , ştiind că într-un punct, mărimea efortului unitar tangenţial este funcţie de orientarea în spaţiu a planului în care determinám această mărime.

Considerînd punctul B din fig.III.5 se observă că pentru determinarea stării de eforturi, sînt valabile atît relaţiile din teoria elasticităţii cît şi relaţiile din teoria plasticităţii. Această poziţie particulară a punctului B ne permite să folosim relaţii deja cunoscute , ceea ce uşurează mult rezolvarea problemei.

Pentru dimensionarea construcţiilor de pământ, va trebui să avem deci în vedere faptul ca eforturile unitare ce iau naştere în masivul său să nu depăşească eforturile unitare cărora le corespunde situaţia de echilibru limită.

Cu relaţiile date în capitolul care se referă la starea de eforturi unitare într-un masiv de pământ avem posibilitatea să calculám eforturile unitare ce iau naştere într-un punct din masiv, pe un plan avînd o anumită direcţie, dată prin cosinuşi săi directori.

In mecanica pământurilor , dat fiind că foarte multe probleme pot fi reduse la o problemă plană, s-a analizat starea de echilibru limită, pentru acest caz.

Notînd cu σ_x, σ_z şi τ eforturile unitare după două direcţii perpendiculare în plan, cu ajutorul relaţiilor din elasticitate putem calcula eforturile σ_α şi τ_α după o direcţie dorită.

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\cos 2\alpha - \tau \sin 2\alpha$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha + \tau \cos 2\alpha$$

Eliminînd pe α din aceste două relaţii , obţinem o legătură între σ_α şi τ_α de forma :

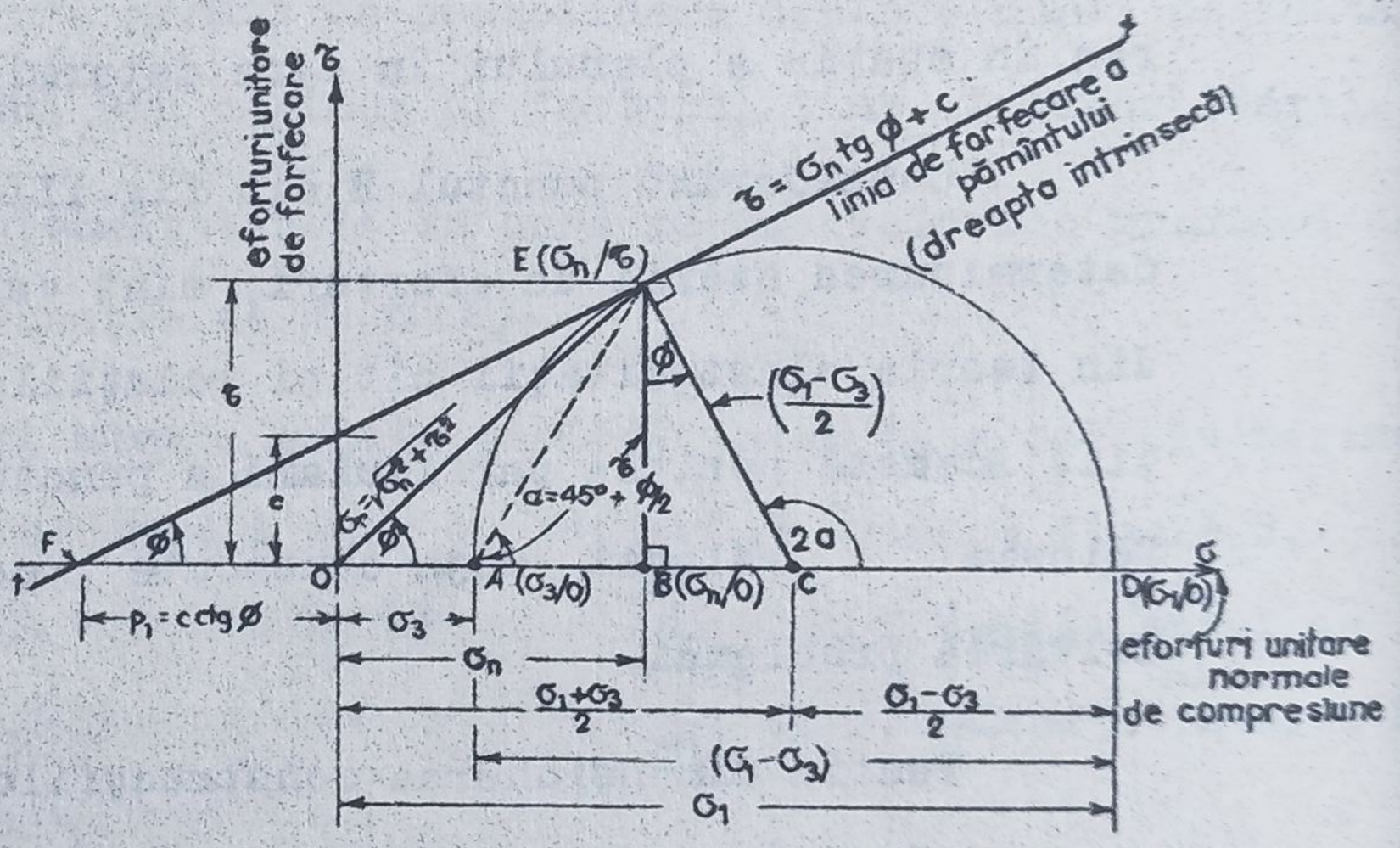


Fig. 63 Cercul de eforturi unitare al lui Mohr .

$$\left(\sigma_\alpha - \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_\alpha^2 = \left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2$$

Se observa că această corelaţie reprezentată într-un sistem de coordonate σ , τ ne dă un cerc , denumit cercul lui Mohr . El ne dă posibilitatea să reprezentăm variaţia eforturilor unitare σ şi τ , după diferite direcţii în plan. Condiţia de echilibru limită va fi satisfăcută atunci cînd $\tau_\alpha = \tau_f$.

în care: τ_α este efortul unitar tangenţial după direcţia α

τ_f rezistenţa la forfecare a pámîntului după aceeaşi direcţie.

După cum se ştie însá

$$\tau_f = c_\alpha + \sigma'_\alpha \operatorname{tg}\phi_\alpha$$ în care :

c_α este coeziunea materialului după direcţia α

σ'_α efortul unitar normal efectiv după direcţia α

ϕ_α unghiul de frecare interioară după direcţia α

Dacă exprimăm efortul unitar normal efectiv prin efortul unitar normal, şi presiunea apei din pori, vom obţine :

$$\tau_f = c_\alpha + (\sigma_\alpha - u_\alpha)\operatorname{tg}\phi_\alpha .$$

u_α - este presiunea apei din pori după direcţia α .

Pentru un material omogen şi izotrop c_α, ϕ_α şi u_α au aceleaşi valori pentru toate direcţiile , relaţia devenind

$$\tau_f = c + (\sigma_\alpha - u)\operatorname{tg}\phi = c + \sigma'_\alpha \operatorname{tg}\phi$$

Această relaţie nu reprezintă altceva decît dreapta intrinsecă a pámîntului respectiv, într-un sistem de axe de coordonate σ şi τ.

Suprapunînd cercul lui Mohr şi dreapta intrinsecă în acelaşi sistem de coordonate putem avea următoarele 3 situaţii: (fig.III.63)

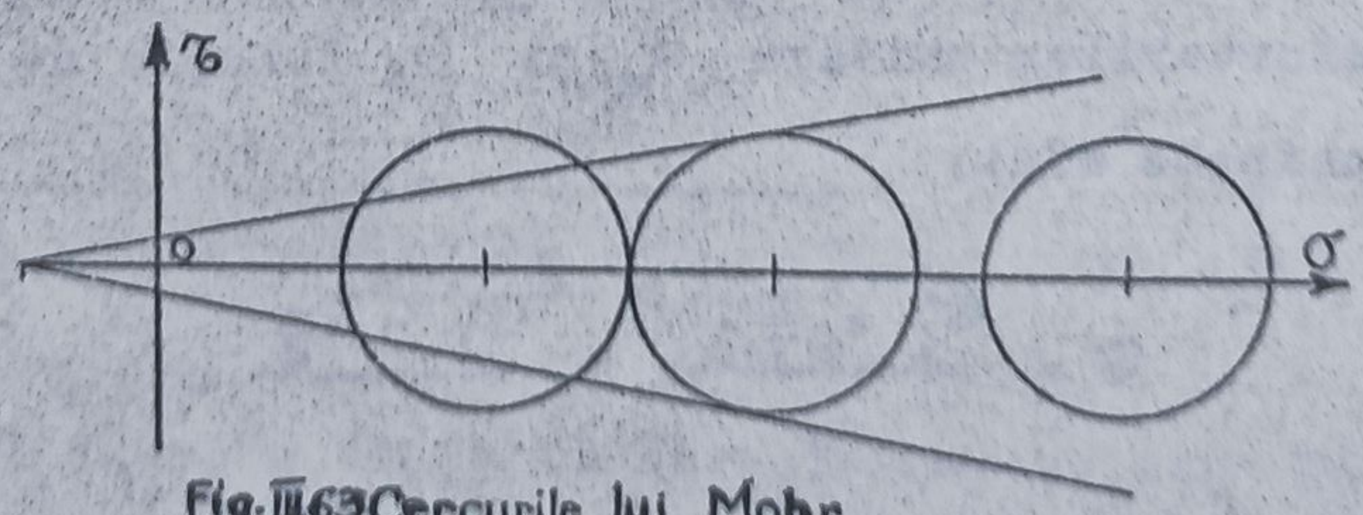


Fig.III.63 Cercurile lui Mohr

- cercul lui Mohr are ordonate mai mici decît dreapta intrinsecă

- cercul lui Mohr are ordonate mai mari decît dreapta intrinsecă

- cercul lui Mohr este tangent la dreapta intrinsecă.

Pentru primul caz ,indiferent care ar fi direcţia în plan, efortul unitar tangenţial este mai mic decît rezistenţa la forfecare a pămîntului, astfel că ruperea nu poate să aibă loc, cu condiţia că această rezistenţă la forfecare să rămînă constantă.

In cazul al doilea pentru toate direcţiile , cărora le corespund în cercul lui Mohr ordonate mai mari, decît cele ale dreptei intrinseci are loc forfecarea materialului, deci ruperea lui.

Cînd cercul lui Mohr este tangent la dreapta intrinsecă, în punctul de tangenţă , efortul unitar tangenţial este egal cu rezistenţa la forfecare, deci avem după direcţia care corespunde acestui punct , echilibru limită . Acest cerc tangent poartă denumirea de cerc limită de eforturi unitare .

Punctele în care cercul lui Mohr taie axul σ ne dau mărimile eforturilor unitare principale σ_1 şi σ_2 .Valorile eforturilor unitare principale sînt :

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}\left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2 } \right]$$

iar ale eforturilor unitare σ_α şi τ_α funcţie de eforturile unitare principale sînt:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha_1$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha_1$$

unde α_1 este unghiul direcţiei după care s-a calculat aceste eforturi unitare în raport cu direcţia principală 1.

La un pămînt dat , avînd anumite valori pentru ϕ şi o dreapta intrinsecă este determinată . Pentru ca cercul lui Mohr să fie un cerc limită de eforturi unitare , coordonatele centrului său şi raza sa trebuie să aibe o anumită valoare. Ambii parametri menţionaţi sînt însă funcţie de valorile eforturilor unitare principale, coordonatele centrului fiind $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$, 0 iar raza $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$.

Rezultă că se poate stabili o corelaţie între mărimile eforturilor unitare principale şi indicii de forfecare ai pămîntului, pentru care cercul să fie tangent la dreapta intrinsecă. Această corelaţie poartă denumirea de condiţia de echilibru limită, sau condiţia de plasticitate (fig.III.64)

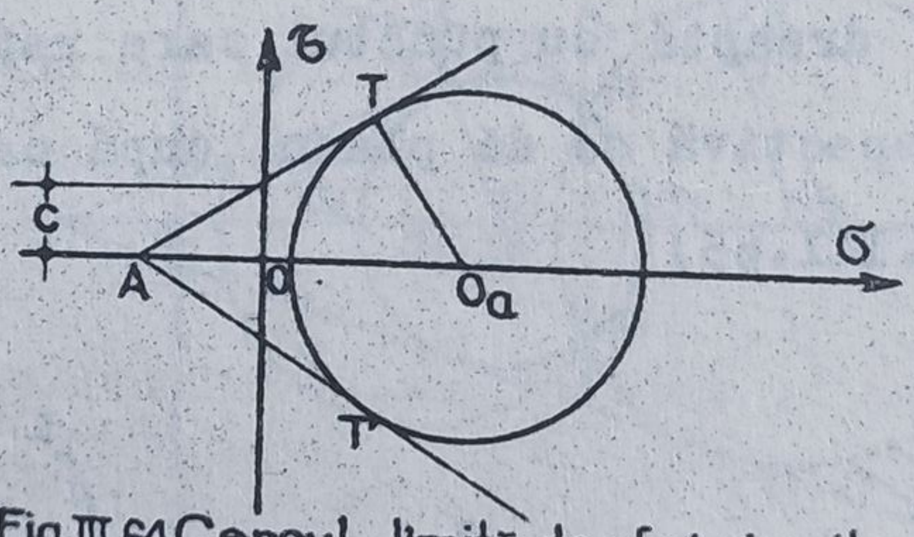


Fig.III.64.Cercul limită de eforturi unitare.

Corelaţia se deduce din triunghiul AO_aT

$$\sin\phi = \frac{\overline{O_aT}}{\overline{O_aA}} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{c}{tg\phi}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + \frac{2c}{tg\phi}}$$

In cazul în care în locul eforturilor unitare principale folosim eforturile unitare după două direcţii perpendiculare, obţinem

$$\sin^2\phi = \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}{\left[(\sigma_z + \sigma_y) + \frac{2c}{tg\phi}\right]^2} \qquad (\text{III } 23)$$

Rezultă că dacă într-un punct al masivului de pământ această relaţie este satisfăcută , în acel punct avem stare limită de eforturi unitare.

Din punct de vedere practic interesează nu numai mărimea eforturilor unitare din momentul echilibrului limită, ci şi direcţiile după care poate avea loc ruperea pământului. Folosind proprietatea unui punct situat pe cercul lui Mohr şi denumit pol , această problemă poate fi rezolvată uşor pe cale grafică.

Dacă din extremităţile cercului lui Mohr , reprezentînd cele două eforturi unitare principale ducem paralele la direcţiile planelor principale corespunzătoare determinate prin calcul , ele se vor intersecta pe cerc. Pentru un punct dat şi o anumită încărcare, atît mărimea eforturilor unitare principale cît şi direcţia planelor pe care acţionează sînt invariabile.Rezultă că punctul P este fix, în condiţiile arătate , şi se bucură de proprietatea că unit cu o dreaptă cu punctul care reprezintă starea de eforturi unitare respectivă ne dă planul după care avem această stare de eforturi (fig.III.65)

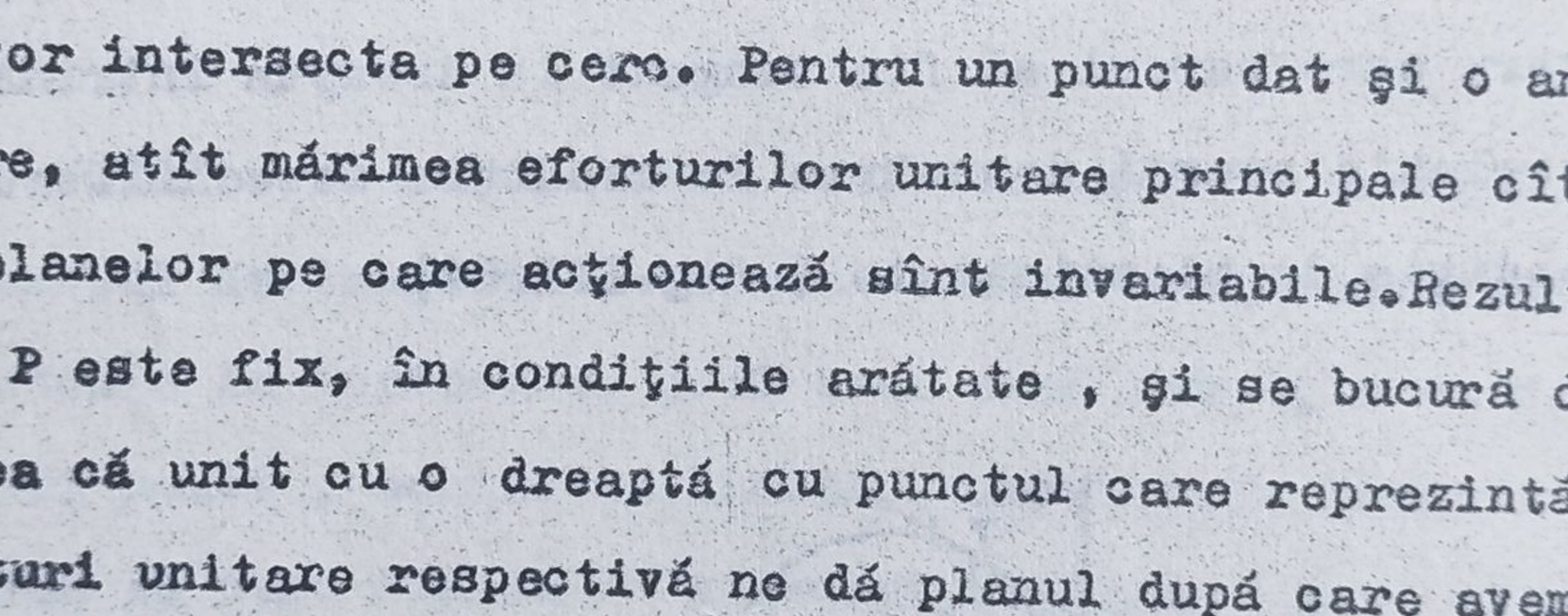


Fig.III.65.Plane de rupere

Această observaţie este valabilă pentru toate punctele de pe cerc deci şi pentru punctul de tangenţă . Ducînd un segment de dreaptă între polul P şi punctul de tangenţa obţinem direcţia planului după care se produce ruperea. Din construcţie se poate deduce şi unghiul pe care-l face acest plan cu planul pe care

acţionează efortul unitar principal maxim .(fig.III.65)

Avînd în vedere că unghiul de înclinare al dreptei intrinseci este ϕ , rezultă pentru unghiul între raza ce trece prin punctul de tangenţă şi axul orizontal valoarea $90^\circ + \phi$. Unghiul $\widehat{T_1 P \sigma_1}$ are ca măsură, acelaşi arc de cerc ca unghiul $\widehat{T_1 O_a \sigma_1}$, de valoare $90^\circ + \phi$, de unde rezultă că valoarea sa este $\frac{1}{2}(90^\circ + \phi)$ respectiv $45^\circ + \frac{\phi}{2}$. Unghiul $\widehat{T_1 P \sigma_1}$ este însă unghiul dintre planul după care se produce ruperea şi planul principal corespunzător efortului unitar principal σ_1(deoarece uneşte polul P cu punctul σ_1). In felul acesta s-a determinat şi poziţia suprafeţei de rupere.

Problema determinării cercului limită de forturi unitare poate fi rezolvată şi pe cale grafică.Se consideră (fig.III.66)

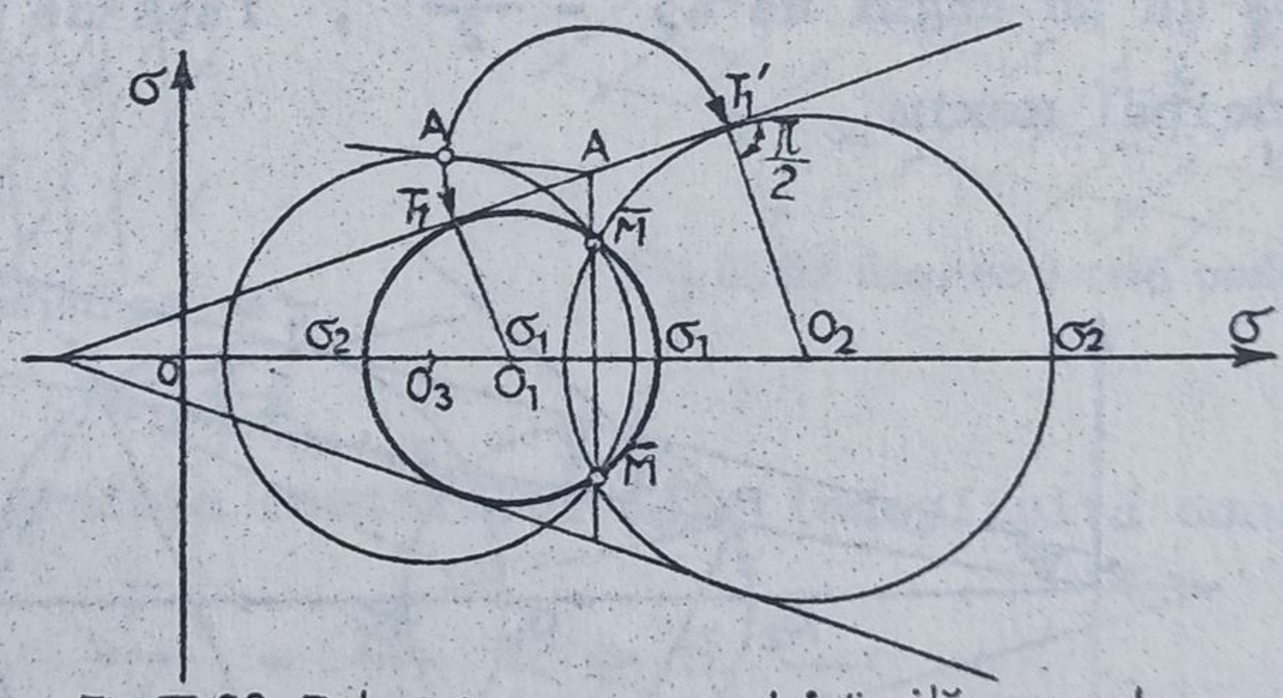


Fig.III.66. Determinarea cercului limită pe cale grafică (O_1 stare activă, O_2 Stare pasivă).

dreapta intrinsecă şi un punct M , care reprezintă starea de eforturi unitare într-un punct dat în semiplan.

Pentru determinarea cercului limită , se duce un cerc oarecare cu centrul pe axul σ şi care trece prin punctul M. Din punctul de intersecţie al dreptei ce trece prin punctul M şi simetricul său M' , cu dreapta intrinsecă , se duce o semidreaptă tangentă la cercul construit , Punctul de tangenţă se rabate pe

dreapta intrinsecă şi s-a obţinut punctul de tangenţă al dreptei intrinseci cu cercul limită. Acest punct fiind cunoscut , cercul limită se poate desena uşor.

Se observă că problema are două soluţii , funcţie de sensul de rabatere al punctului A. Rezultă deci două cercuri,ce sînt tangente la dreapta intrinsecă . Cercul de rază mai mică a fost denumit cercul limită pentru starea activă de eforturi unitare, iar cel de rază mai mare , cerc limită pentru starea pasivă de eforturi unitare. Ambele cercuri au un corespondent fizic în realitate , şi anume starea activă şi pasivă de eforturi unitare limită (fig.III.67).

Procedînd în mod similar ca pentru cercul reprezentînd starea activă de eforturi unitare se poate determina poziţia planelor de rupere, pentru starea pasivă , ele fiind de această dată înclinate cu un unghi de $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$, faţă de planul efortului unitar principal maxim

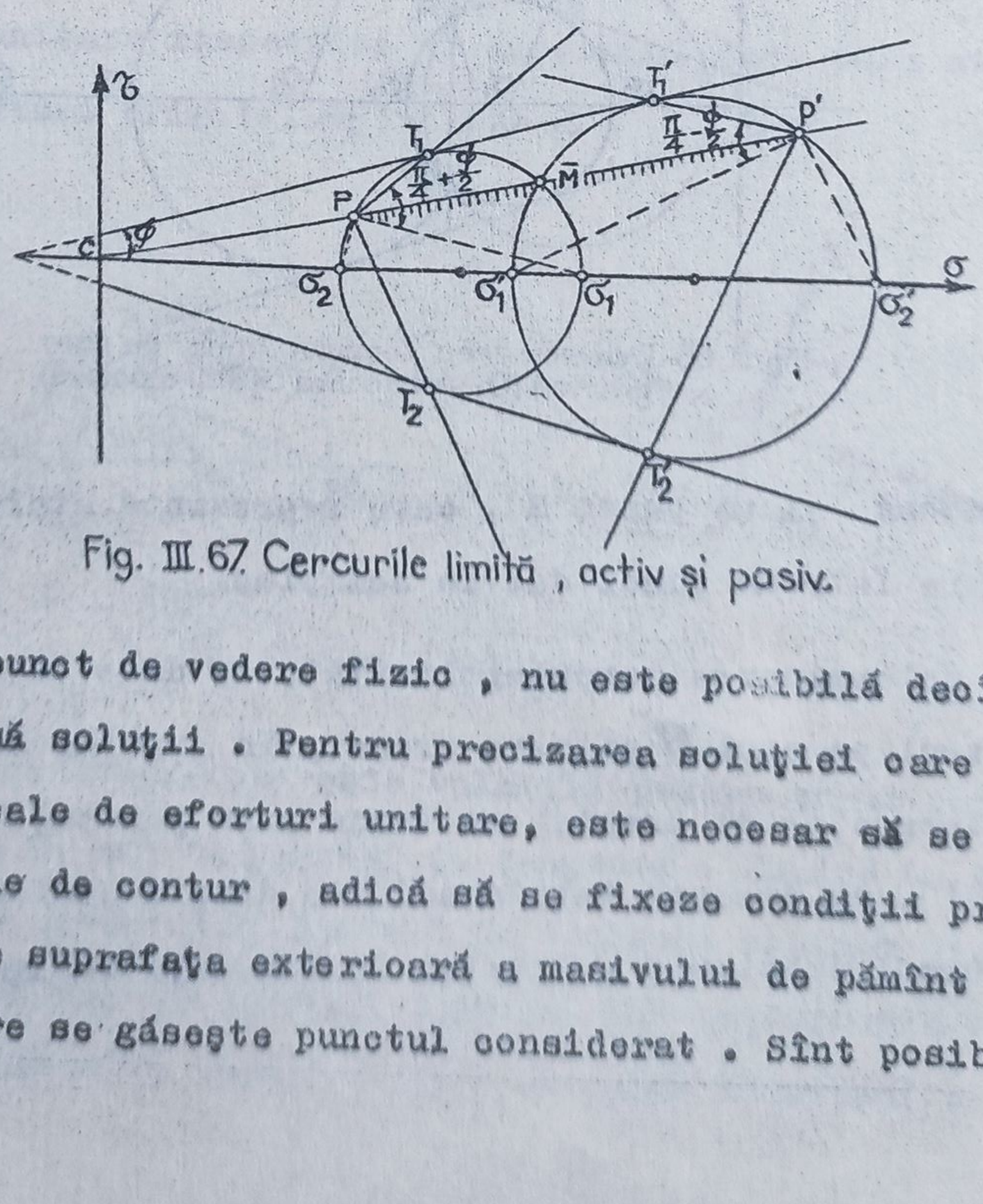


Fig. III.67 Cercurile limită , activ şi pasiv.

Din punct de vedere fizic , nu este posibilă decît una din cele două soluţii . Pentru precizarea soluţiei care corespunde stării reale de eforturi unitare, este necesar să se recurgă la condiţiile de contur , adică să se fixeze condiţii privind încărcările pe suprafaţa exterioară a masivului de pămînt sau a zonei în care se găseşte punctul considerat . Sînt posibile

trei cazuri :

a. Pe suprafaţa conturului , eforturile care acţionează sînt astfel dispuse , încît unghiul φ dintre normala la suprafaţă şi direcţia eforturilor principale în punctul de pe suprafaţă satisface condiţia

$$0 \leq \varphi < \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}$$

In acest caz în masiv apare o stare de eforturi limită (fig.III. 68) activă .

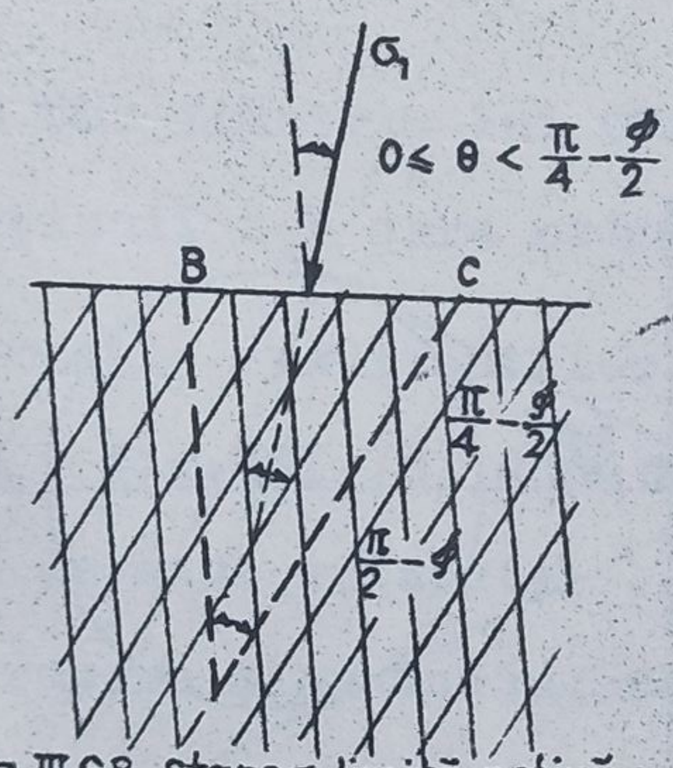


Fig.III.68. Starea limită activă.

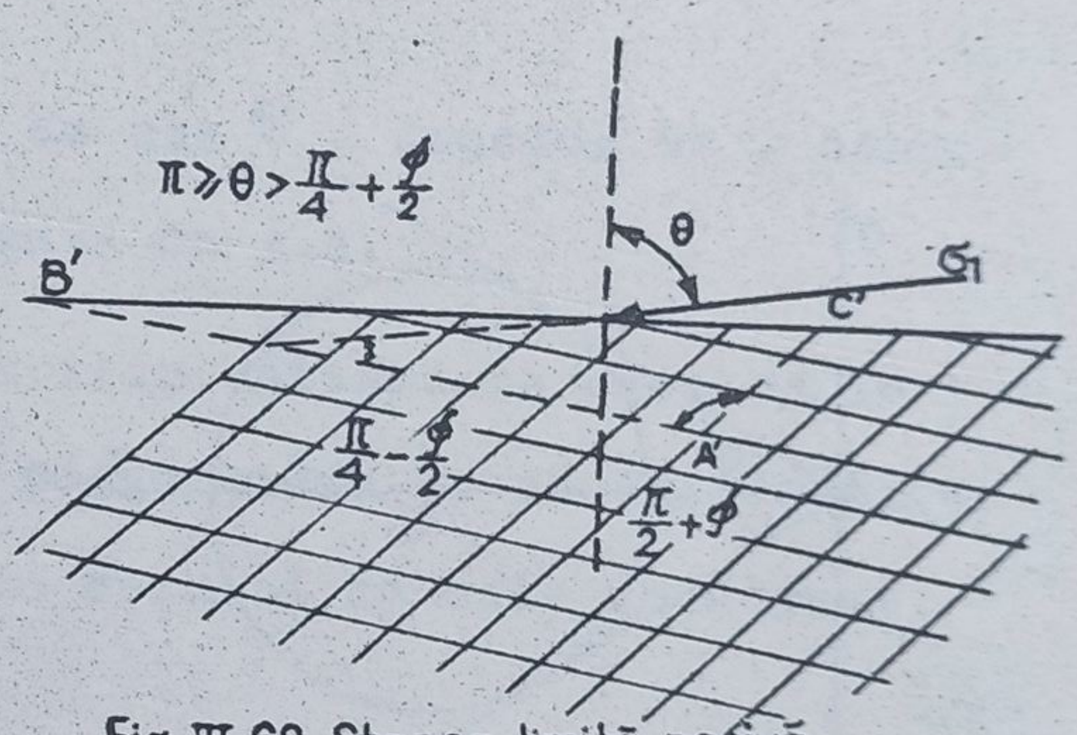


Fig. III.69. Starea limită pasivă.

b. Pe suprafaţa conturului este îndeplinită condiţia

$$\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \leq \varphi \leq \frac{\pi}{2}$$

In acest caz vom avea o stare pasivă de eforturi limită (fig.III.69).

c. Cînd $\varphi = \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}$, chiar suprafaţa masivului este o suprafaţă de alunecare , cazul fiind limită între cazurile precedente (fig.III.7o)

Comparînd cercurile limită de eforturi unitare pentru un pămînt coeziv şi unul necoeziv , se vede că geometric cele două cazuri sînt echivalente , cu condiţia ca eforturile normale din pămînturile coezive să fie majorate cu termenul $p_c = c \cdot ctg \Phi$.

denumit presiune de coeziune, Acest fapt este cunoscut sub denumirea de principiul coresponden-

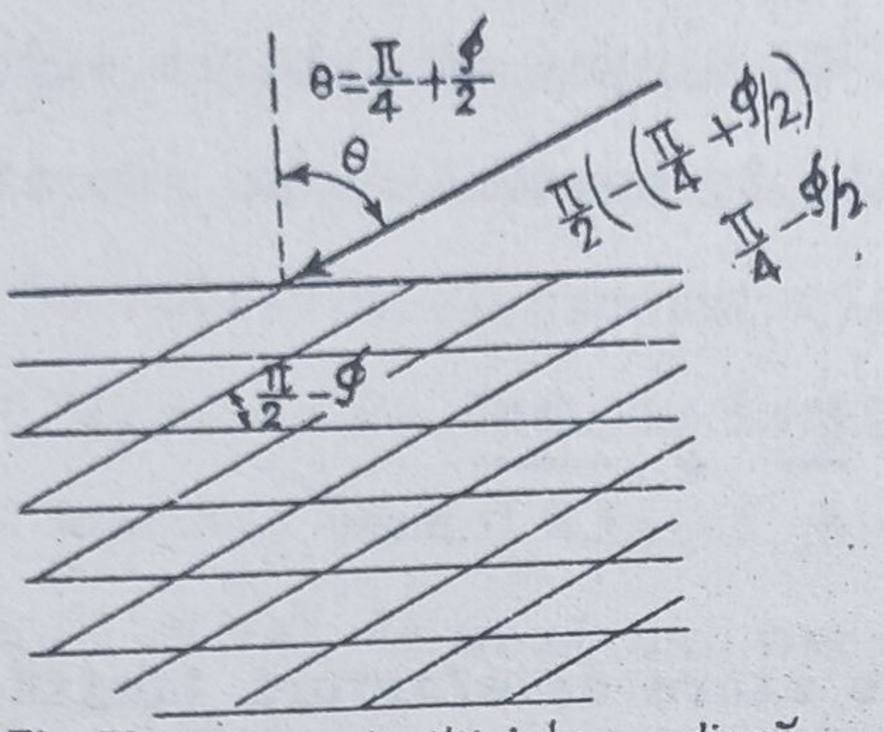


Fig.III.70.Starea limită intermediară

ţei. Din punct de vedere mecanic aceasta înseamnă cá toate concluziile care sînt deduse pentru masivul de pămînt coeziv în stare de echilibru limită vor fi valabile şi pentru masivul necoeziv. (fig.III.7o şi III.71) .

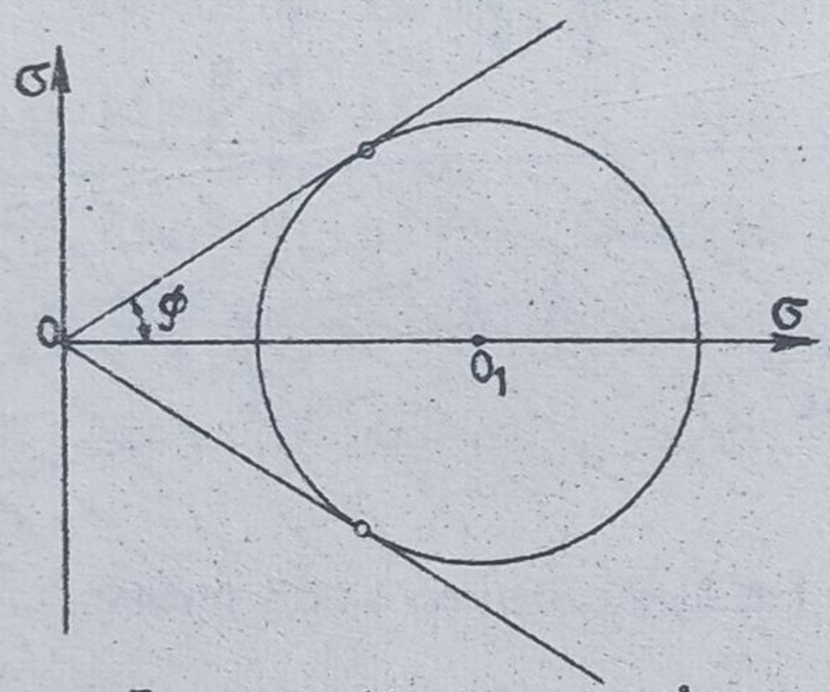


Fig.III.70. Masiv necoeziv.

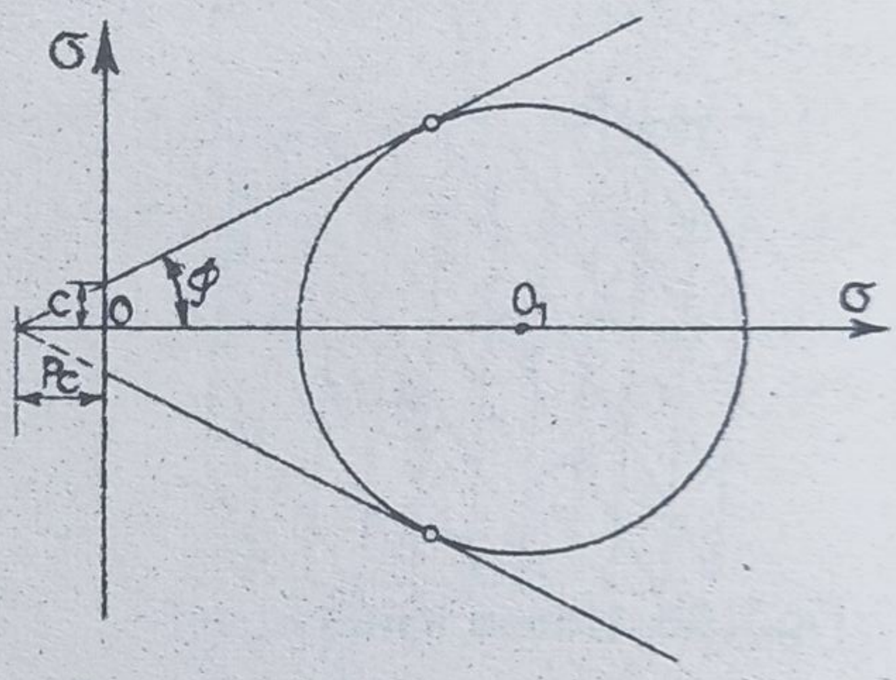


Fig.III.71. Masiv coeziv.

Sînt denumite conjugate , două secţiuni duse printr-un punct al unui semiplan, cînd fiecare dintre ele este paralelă cu rezultanta eforturile unitare , care acţionează asupra celeilalte (fig.III.72).

Se constată cá rezultanta p_a şi p_b din punctele M_a şi M_b de pe cercul lui Mohr, au aceeaşi înclinare faţă de secţiunile pe care acţionează . Fiind dată o secţiune a.a secţiunea conjugată b.b se poate determina cu ajutorul cercului lui Mohr în modul următor: se raportează pe cercul lui Mohr punctul Ma corespunzător secţiunii a a. Se unéşte Ma cu originea O a axelor şi se determină unghiul β de înclinare a rezultantei eforturilor unitare

pa faţá de normala la secţiunea pe care acţionează .

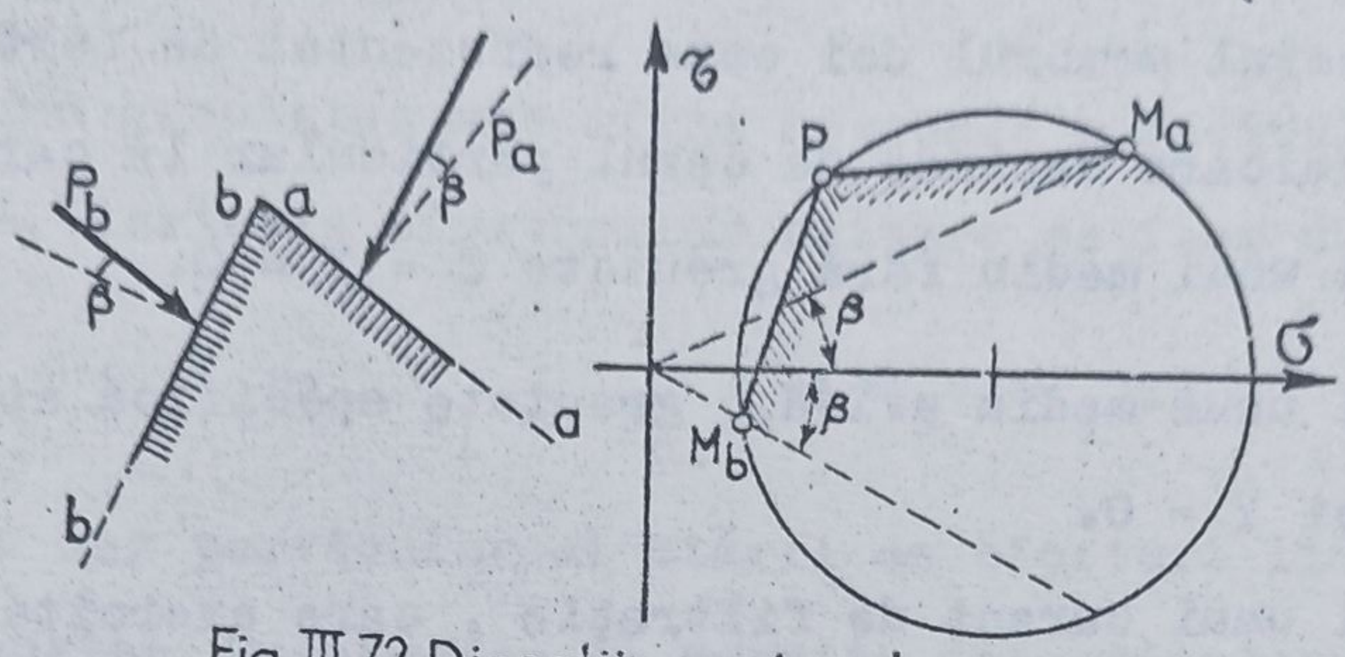


Fig. III.72. Direcţii conjugate.

Se deduce OMb simetric lui OMa faţă de axa σ . Punctul Mb , corespunde secţiunii b.b care este conjugată cu a.a.

Direcţia rezultantelor eforturilor unitare pe secţiunile de rupere (fig.III.73) după cum se poate vedea au aceeaşi înclinare faţă de axul orizontal , de unde rezultă că cele două secţiuni de rupere sînt conjugate.

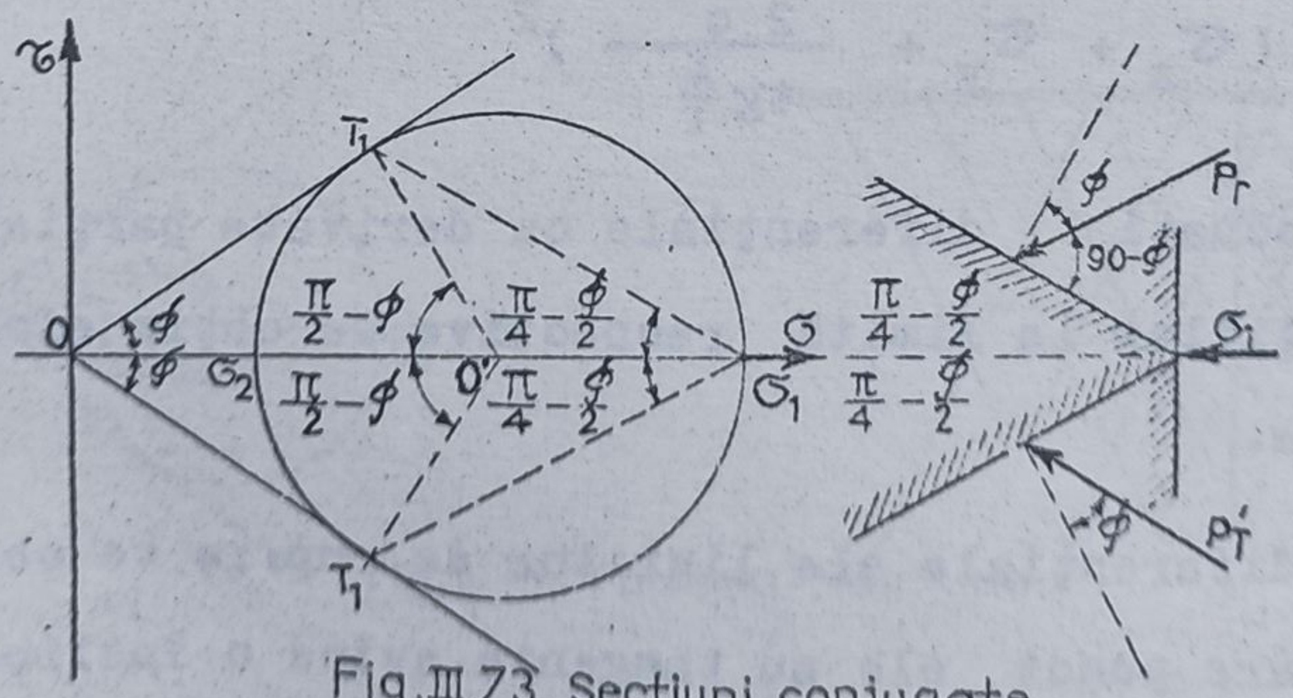


Fig. III.73. Secţiuni conjugate.

Rezolvarea generală a problemei plane în ipoteza stării de eforturi limită a fost dată de acad. V.V.Sokolovschi care a pornit de la rezolvarea ecuaţiilor generale de echilibru pentru un element infinitezimal.

Teoria corpurilor liniar deformabile stabileşte următoarele ecuaţii diferenţiale de echilibru:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = z \,, \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = y$$

In general membrul doi este reprezentat de forţe volumetrice a căror valoare depinde de cazul particular la care ne referim. In cazul unui mediu fără greutate $Z = Y = 0$.

In cazul unui mediu avînd o greutate specifică aparentă γ_a, $Z = \gamma_a$ şi $Y = 0$.

In cazul unui curent de filtraţie , care exercită o antrenare hidrodinamică vom avea $j = i$. $\gamma_w \; i = \frac{V}{k}$ şi $Z = \gamma_a + \frac{\gamma_w V_z}{k}$ şi $y = \frac{\gamma_w V_y}{k}$.

Dacă exprimăm viteza printr-o funcţie de potenţial vom avea $z = \gamma_a + \frac{\gamma_w \partial \phi}{k \partial z}$ $y = \frac{\gamma_w \partial \phi}{k \partial y}$

A treia ecuaţie necesară determinării eforturilor unitare σ_z, σ_y şi τ , este dată de condiţia de echilibru limită.

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}{(\sigma_z + \sigma_y + \frac{2c}{tg\phi})^2} = \sin^2\phi$$

Rezolvînd ecuaţii diferenţiale cu derivate parţiale,cu respectarea condiţiilor la limită respective se obţin eforturile unitare căutate.

Ecuaţiile diferenţiale ale liniilor de rupere se obţin ştiind că în fiecare punct ele au tamgente avînd o înclinare constantă egală cu $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$ faţă de planele principale

Kötter şi Massau au studiat ecuaţiile liniilor de rupere efective din masivele necoezive, pornind la obţinerea acestor ecuaţii prin relaţiile de echilibru ce se pot scrie direct. Ei au determinat variaţia efortului unitar în lungul unei linii de rupere efective . Relaţiile deduse permit determina-

rea valorilor eforturilor unitare în lungul liniilor de rupere , atunci cînd cunoaştem forma lor şi valoarea efortului unitar, într-un punct.

Cînd greutatea specifică aparentă a masivului poate fi neglijată, variaţia eforturilor unitare se face după relaţia

$$p_1 = p_{o1}\, e^{2(\alpha_1 - \alpha_o)tg\phi}$$

Un caz particular al stării de eforturi limită este problema Rankine. Rezolvarea ei permite determinarea stării de eforturi limită într-un masiv de pămînt semiinfinit mărginit de o suprafaţa plană, încărcată cu o sarcină verticală uniform distribuită .In această situaţie planele verticale sînt conjugate cu planele paralele cu suprafaţa terenului.

In cazul unui teren avînd o suprafaţă orizontală direcţiile eforturilor unitare principale, sînt orizontala şi verticala. Cercul lui Mohr corespunzător acestei situaţii este dat în fig.III.74.

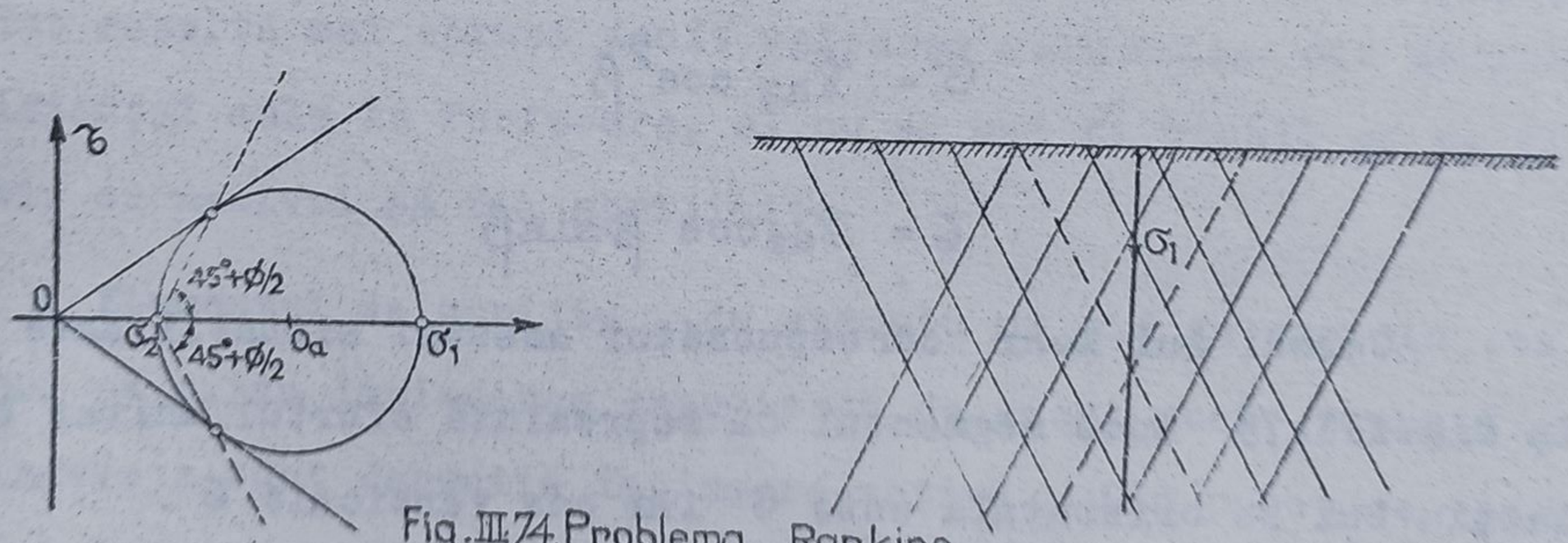


Fig.III.74.Problema Rankine.

Liniile de rupere se pot determina uşor folosind polul cercului lui Mohr şi se observă că există două familii de linii, pentru cazul stării limită active de eforturi unitare. Ele formează între ele un unghi invariabil egal cu $\frac{\pi}{2} - \phi$. Acelaşi rezultat se obţine şi pentru starea limită pasivă cu deosebirea că unghiul are valoarea $\frac{\pi}{2} + \phi$.

Cunoscînd valoarea efortului unitar principal σ_1, din condiţia de echilibru limită, se poate deduce valoarea efortului unitar principal σ_2, în cazul apariţiei echilibrului limită activ în punctul respectiv al masivului.

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} - 2c \frac{\cos\phi}{1 + \sin\phi} \quad (\bar{III}.24.)$$

In acest mod se poate determina în cazul unui teren orizontal în condiţiile echilibrului limită efortul unitar normal orizontal într-un punct cînd se cunoaşte efortul unitar normal vertical.

In cazul unui teren plan avînd o înclinare β faţă de orizontală , mărimea efortului unitar într-un punct M pe un plan paralel cu suprafaţa terenului are valoarea :

$$p = \gamma_{az} \cos\beta$$

Eforturile unitare corespunzătoare, normal şi tangenţial, se pot determina din relaţiile

$$\sigma = \gamma_{az} \cos^2\beta$$

$$\tau = \gamma_{az} \cos\beta \sin\beta$$

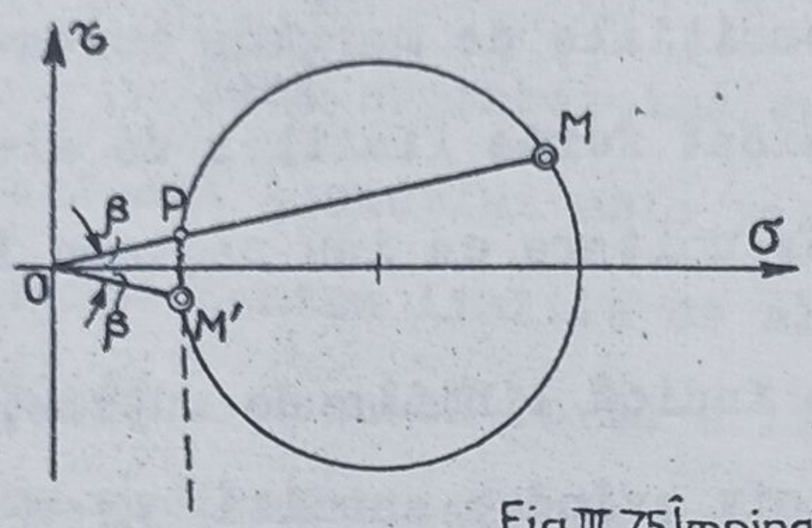
Cercul lui Mohr corespunzător acestei situaţii este dat în fig.III.75 unde segmentul OM reprezintă efortul unitar p; proiecţia lui pe orizontală este σ iar cea verticală τ .

Ducînd în cercul lui Mohr , unghiul simetric unghiului β , se observă că planul ce corespunde acestui efort unitar este vertical.

Efortul unitar p' este segmentul OM' , proiecţia lui pe orizontală σ' şi pe verticala τ'.

Se observă că efortul unitar p' este înclinat cu unghiul

faţă de verticală , care este direcţia lui p. In felul acesta



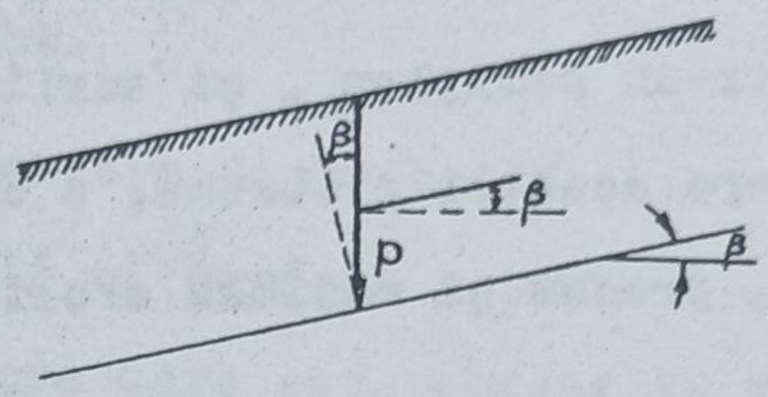


Fig III 75 Împingerea la un teren înclinat (Problema Ranckine).

el este paralel cu direcţia planului pe care acţionează p. Efortul unitar p fiind vertical, este înclinat cu β faţă de planul cu care este paralel efortul unitar p' . Rezultă că într-un semiplan efortul unitar vertical şi direcţia înclinării sale sînt conjugate. Cunoscînd efortul unitar vertical se poate determina uşor efortul unitar ce acţionează pe un plan vertical.

2. Impingerea pămîntului.

Soluţiile teoretice exacte. Dacă taluzul unui masiv de pămînt rezultă mai abrupt decît valoarea care reiesă din indicii rezistenţei sale la forfecare, el nu va mai fi stabil şi va fi nevoie ca masivul să fie sprijinit.

Elementul de sprijin , de exemplu un zid de sprijin ,va trebui să preia împingerea exercitată de acest masiv. Această împingere a fost denumită împingere activă . Din punct de vedere practic mărimea acestei împingeri interesează în dimensionarea corectă a elementului de sprijin.

Admiţînd că zidul de sprijin ar suferi o rotire în jurul muchiei sale inferioare din spate, masivul de pămînt nemai fiind sprijinit, se va afla la un moment dat într-o stare limită de eforturi unitare. Vor apărea suprafeţe de rupere în masiv, o par-

te din aceasta suferind o deplasare în lungul acestor suprafeţe şi exercitînd o împingere asupra zidului.

V.V. Socolovschi pornind de la ecuaţiile echilibrului limită într-un semiplan , şi scriind condiţiile de margine corespunzătoare acestei probleme, a determinat forma liniilor de alunecare , precum şi mărimea eforturilor unitare ce iau naştere în masiv.

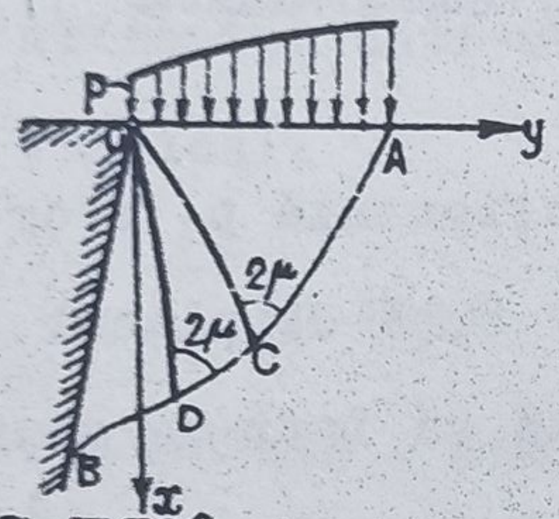


Fig.III.76.Împingerea activă. (caz general)

In fig.III.76 se indică liniile de rupere, în cazul unui masiv avînd o anumită greutate specifică aparentă şi încărcat cu o suprasarcină oarecare.

Se observă că aceste linii de rupere delimitează în masiv mai multe zone (OAC, OCD, ODB) în care forma liniilor de rupere se prezintă asemănătoare. Caracteristicile sînt unghiurile $2\mu = 90^\circ - \phi$, pe care le formează cele două familii de linii de rupere.

In cazul în care suprasarcina este uniform distribuită , iar masivul nu este lipsit de greutate forma liniilor de alunecare este dată în fig.III.77 . Se observă că se menţine unghiul 2μ , şi segmentul Ac este o linie dreaptă , liniile de alunecare în zona OAC fiind linii drepte.

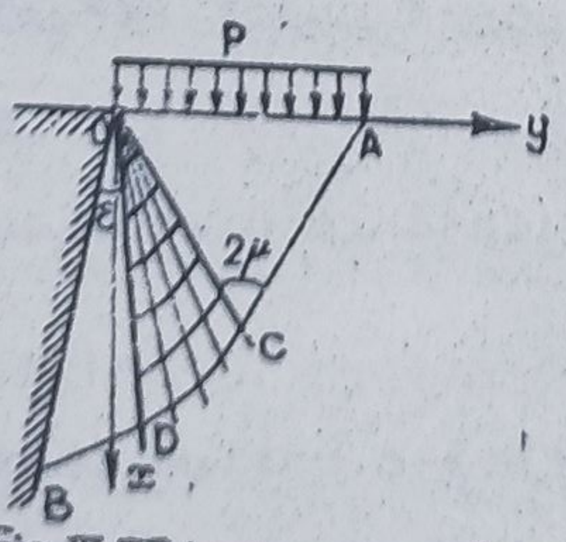


Fig.III.77. Impingerea activă (suprasarcină uniform distribuită).

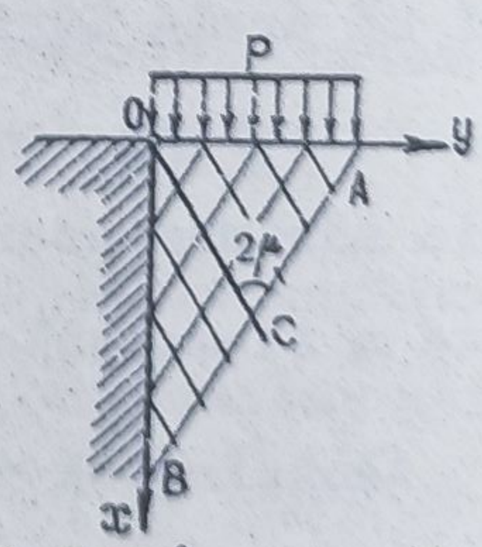


Fig.III.78. Împingerea activă (perete vertical perfect neted)

In cazul unui masiv lipsit de greutate, liniile de alunecare care în sectoarele OBD şi OAC sînt linii drepte, iar în OCD linii drepte şi spirale logaritmice.

Dacă suprasarcina este uniform distribuită , iar faţa posterioară a zidului este verticală şi perfect netedă , rezultă o formă pentru liniile de alunecare care este redată în fig. III.78 . Această formă a liniilor de alunecare este valabilă pentru masivul lipsit de greutate cît şi pentru masivul cu greutate proprie.-

Cazul analizat presupunea o deplasare a zidului în aşa fel, încît masivul de pămînt pierzîndu-şi stabilitatea să urmeze zidul în deplasarea sa , exercitînd o împingere asupra lui. Această împingere a fost denumită împingere activă , avînd în vedere natura acţiunii pămîntului asupra zidului de sprijin.

In realitate întîlnim însă deseori cazul în care zidul exercită o împingere asupra pămîntului din spatele său, care se opune acţiunii zidului. Acest lucru apare cînd zidul suferă o rotire de sens contrar faţa de cazul precedent , în jurul muchiei inferioare a feţei sale posterioare. Există o valoare a împingerii , care provoacă în masiv o stare limită de eforturi unitare şi apariţia unor linii de rupere . In acest caz se vorbeşte de rezistenţa pămîntului , sau împingerea sa pasivă.

V.V. Socolovschi a determinat şi pentru această problemă forma liniilor de alunecare şi valoarea eforturilor unitare, pentru cazurile menţionate anterior , masiv cu greutate şi suprasarcină oarecare (fig.III.79), masiv cu sarcină uniform distribuită (fig.III.8o) şi sarcină uniform distribuită , perete vertical şi perfect neted (fig.III.81).

Se observă şi aici că apar unghiurile caracteristice 2ρ respectiv suplimentele lor $180^{o} - 2\rho$. Ultimul caz este

valabil atît pentru masive lipsite de greutate cît şi pentru masive cu greutate.

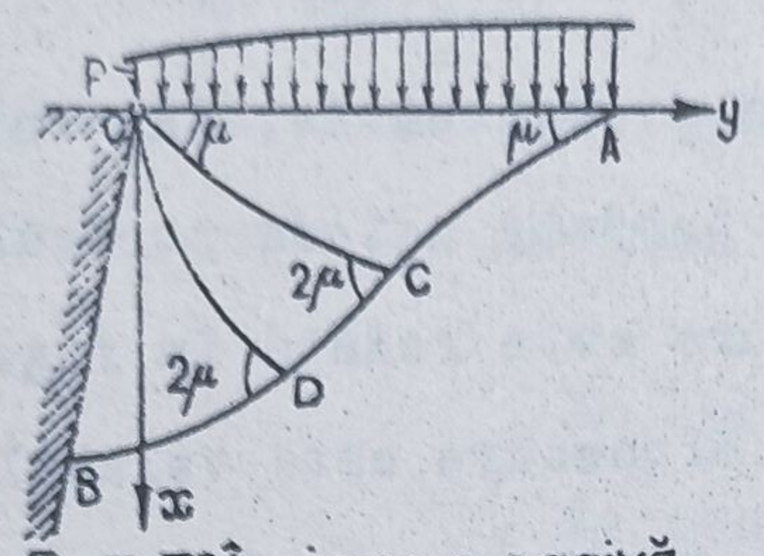


Fig.III.79 Împingerea pasivă (cazul general).

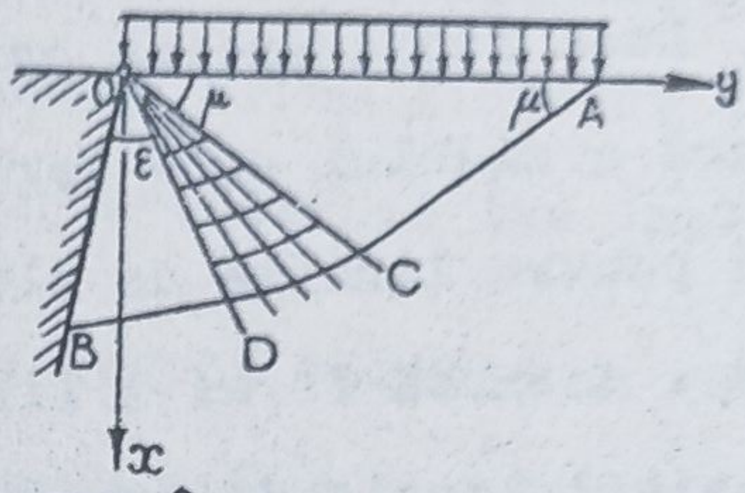


Fig.III.80. Împingerea pasiva (suprasarcina uniform distribuită).

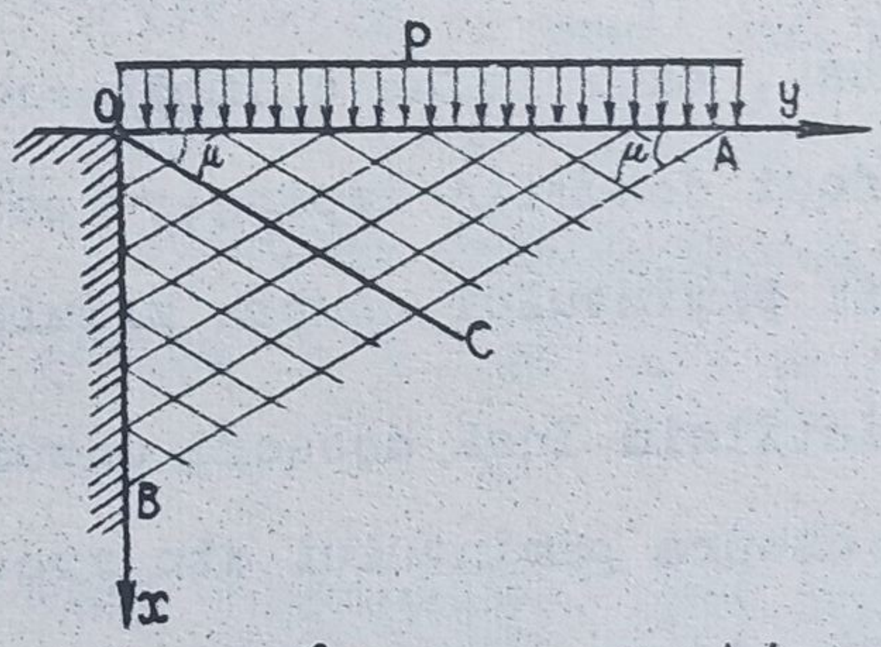


Fig.III.81. Împingerea pămîntului (perete vertical, perfect neted.

Prof.Karl Terzaghi a efectuat o serie de experienţe în natură la începutul acestui secol, care au pus în evidenţă faptul cá apariţia împingerii active sau pasive este funcţie de sensul deplasării zidului şi cá poate să apară o stare limită de eforturi unitare numaim în cazul în care această deplasare depăşeşte o anumită valoare. (deplasare orizontală medie egală cu 1/2000 h sau o rotire care dă la partea superioară a zidului de sprijin o deplasare de ' 1/5000 h - h fiind înălţimea zidului). Cînd deplasarea zidului este zero împingerea poartă denumirea de împingere în stare de repaus. Diagrama de variaţie a împingerii în rapport cu deplasarea se dă în fig. III.82.

In stare naturală pămîntul exercită asupra zidului o împingere E_n. Prin deplasarea zidului dinspre masiv ea scade la o valoare practic constantă, de la o anumită valoare a deplasării şi este denumită împingere activă.

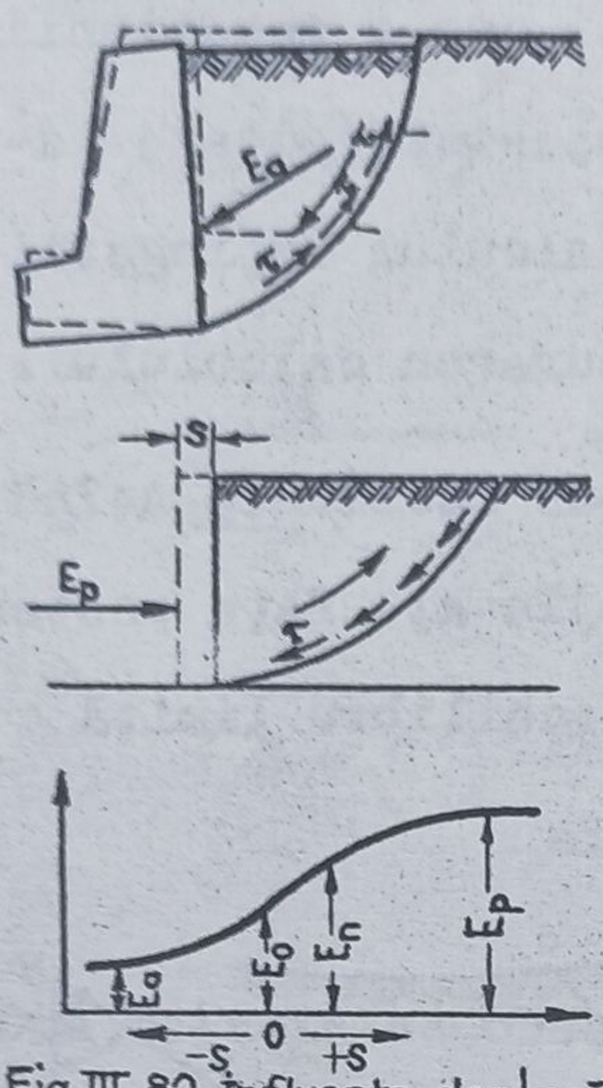


Fig.III.82. Influenţa deplasării zidului asupra mărimii împingerii.

Scăderea se explică prin rezistenţa la forfecare a masivului în lungul liniei de alunecare. Prin deplasarea zîdului spre masiv ea creşte pînă la o valoare constantă denumită împingere pasivă. Creşterea se explică de asemenea prin apariţia rezistenţei la forfecare a masivului în lungul liniei de alunecare.

Determinarea împingerii active a pămîntului în ipoteza unui plan de alunecare (ipoteza lui Coulomb)

Avînd în vedere faptul că metoda exactă prezintă dificultăţi de calcul şi că în practică se întîlnesc cazuri numeroase care diferă de ipotezele făcute în calculul exact al împingerii pămîntului, pentru rezolvarea acestei probleme se folosesc metode aproximative , care presupun linia de alunecare cunoscută şi avînd o anumită formă. De obicei se consideră că linia de alunecare este o dreaptă (în spaţiu o suprafaţă plană de alunecare) sau un arc de cerc , o curbă logaritmică sau o curbă compusă (în spaţiu o suprafaţă cilindrică avînd ca directoare curba respectivă).

Cea mai mare răspîndire în practică are pentru calculul împingerii active, ipoteza lui Coulomb , care presupune o suprafaţă plană de alunecare. Ea dă rezultate foarte apropiate de realitate, cu toate că din punct de vedere al exactităţii nu

corespunde , dacá se are în vedere ipotezele folosite în ceea ce priveşte distribuţia împingerii pe zid şi cea a reacţiunii terenului pe suprafaţa de alunecare. Pe baza acestei ipoteze s-au elaborat metode analitice şi grafice pentru calculul împingerii şi s-au întocmit tabele cu valori pentru uşurarea calculului.

Colomb consideră un masiv lipsit de coeziune, avînd la suprafaţă o formă oarecare . Zidul de sprijin are faţa posterioară înclinată (fig.III.83) . Pentru a avea echilibru limită

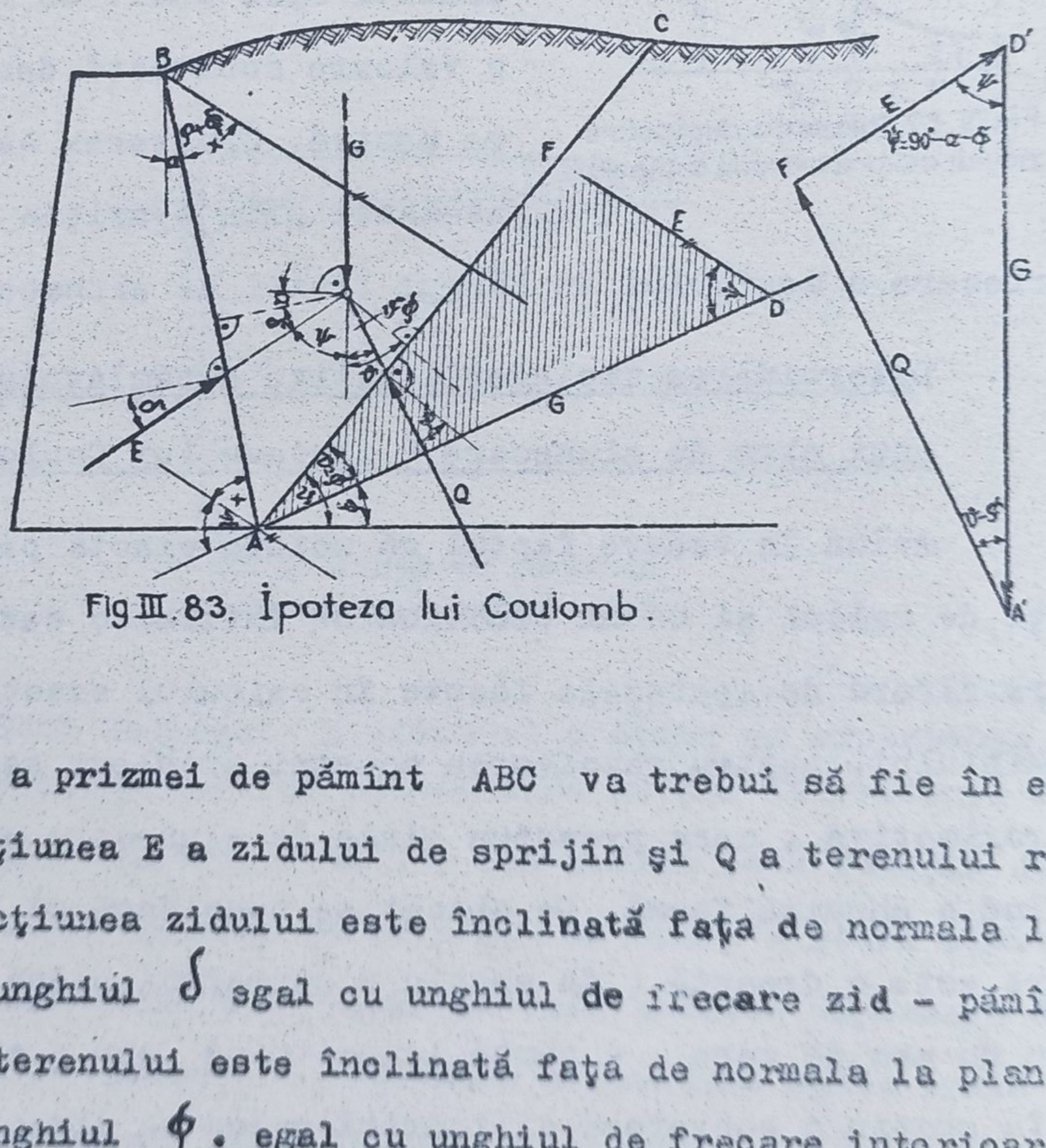


Fig III.83. Ipoteza lui Coulomb.

greutatea G a prizmei de pămînt ABC va trebui să fie în echilibru cu reacţiunea E a zidului de sprijin şi Q a terenului rámas pe loc. Reacţiunea zidului este înclinată faţa de normala la aceasta cu unghiul δ egal cu unghiul de frecare zid - pămînt . Reacţiunea terenului este înclinată faţa de normala la planul de rupere cu unghiul φ . egal cu unghiul de frecare interioară a pámîntului. Celor trei forţe în echilibru, concurente în planul forţelor , le corespunde un poligon al forţelor închis.

Cunoscînd una din forţe (în cazul nostru forţa G ,dacă s-a fixat poziţia planului de alunecare prin unghiul ϑ)şi unghiurile adiacente , se poate calcula mărimea împingerii E.

Ea este dată de relaţia

$$\frac{E}{\sin(\vartheta - \phi)} = \frac{G}{\sin(180^\circ - \Psi - \vartheta + \phi)} \text{ sau}$$

$$\frac{E}{\sin(\vartheta - \phi)} = \frac{G}{\sin(\Psi + \vartheta - \phi)} \text{ de unde}$$

$$E = G \frac{\sin(\vartheta - \phi)}{\sin(\Psi + \vartheta - \phi)} \qquad (\text{III}.25)$$

Din relaţie se observă că mărimea împingerii depinde de mărimea unghiului ϑ care intervine în expresia greutăţii G, precum şi în raportul sinusurilor. Unghiurile ϕ şi Ψ sînt constante ele reprezentînd date iniţiale în problemă (ϕ -unghiul de frecare interioară a terenului, Ψ - funcţie de unghiul de frecare între pămînt şi zid , şi de înclinarea feţei posterioare a zidului).

Pentru a asigura stabilitatea zidului , ne interesează valoarea cea mai dezavantajoasă a lui E. Ea se obţine pentru valoarea lui ϑ, care anulează derivata lui E, în raport cu această variabilă.

$$\frac{dE}{d\vartheta} = 0 = \frac{dG}{d\vartheta} \frac{\sin(\vartheta - \phi)}{\sin(\Psi + \vartheta - \phi)} + G \frac{\cos(\vartheta - \phi)\sin(\Psi + \vartheta - \phi) - \cos(\Psi + \vartheta - \phi)\sin(\vartheta - \phi)}{\sin(\Psi + \vartheta - \phi)^2}$$

$$\frac{dE}{d\vartheta} = 0 = \frac{dG}{d\vartheta} \sin(\vartheta - \phi) + G \frac{\sin\Psi}{\sin(\Psi + \vartheta - \phi)} \qquad (\text{III}.26)$$

Pentru rezolvare Rebham a dat următoarea interpretare grafică (fig.III.84) .

Se consideră că dG corespunde greutăţii triunghiului

OAC'

$$dG = -\frac{1}{2}\ \overline{AC}\ .\ \overline{AC}\ d\nu\ \gamma_a \quad \text{de unde}$$

$$\frac{dG}{d\nu} = -\frac{1}{2}\ \overline{AC}^2 .\ \gamma_a$$

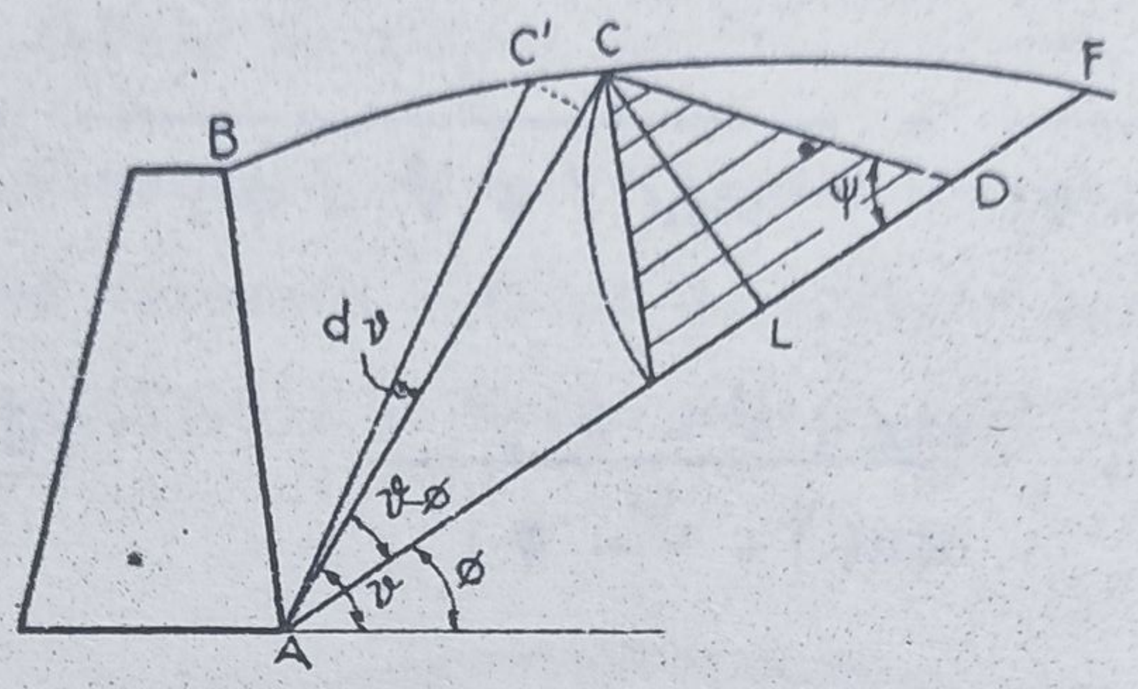


Fig.III.84.Teorema lui Rebhann.

Introducînd această expresie în relaţia III.26 se obţine relaţia

$$-\frac{1}{2}\ \overline{AC}^2 .\ \gamma_a \sin(\nu - \phi) + G\ \frac{\sin\psi}{\sin(\psi + \nu - \phi)} \qquad (\text{III}.27)$$

Raportul sinusurilor din punct de vedere geometric poate fi exprimat prin raportul $-\frac{AC}{AD}$ (fig.III.84) . In acest caz relaţia III.27 se transformă în

$$\frac{1}{2}\ \overline{AC} \cdot \overline{AD} .\ \sin(\nu - \phi) .\ \gamma_a = G . \qquad (\text{III}.28)$$

Se observă că membrul întîi reprezintă greutatea prismei de pămînt avînd ca bază suprafaţa triunghiului ACD şi înălţimea egală cu unitatea .

Rezultă că planul care ne dă împingerea căutată , va trebui să împartă prizma ABCD în două suprafeţe echivalente .In plan vertical urma acestui plan este segmentul de dreaptă AC.

Această condiţie pe care trebuie s-o respecte segmentul $\overline{AC}$ este cunoscută sub denumirea de teorema lui Rebhann.

Introducînd expresia pentru greutatea G din relaţia III.28 în relaţia III.26 şi înlocuind raporturile sinusurilor din această relaţie cu raportul segmentelor $\frac{CD}{AD}$ (fig.III.84)

se obţine

$$E = \frac{1}{2}\ \gamma_a \cdot \overline{AC}.\overline{CD} \sin(\vartheta - \phi)$$

$$\overline{AC} \sin(\vartheta - \phi) = \overline{CL} \quad \text{de unde}$$

$$E = \frac{1}{2}\ \gamma_a\ \overline{CL} \cdot \overline{CD} \qquad (III.29)$$

Se observă cá împingerea este egală cu suprafaţa triunghiului CLD înmulţită cu greutatea specificá aparentă a pámîntului din spatele zidului.

Pe baza teoremei lui Rebhann au fost elaborate metode grafice şi analitice de calcul a împingerii active a pámîntului.

Pornind de la aceastá teoremá , prin 4 încercări succesive se poate determina planul de alunecare periculos (fig.III.85)

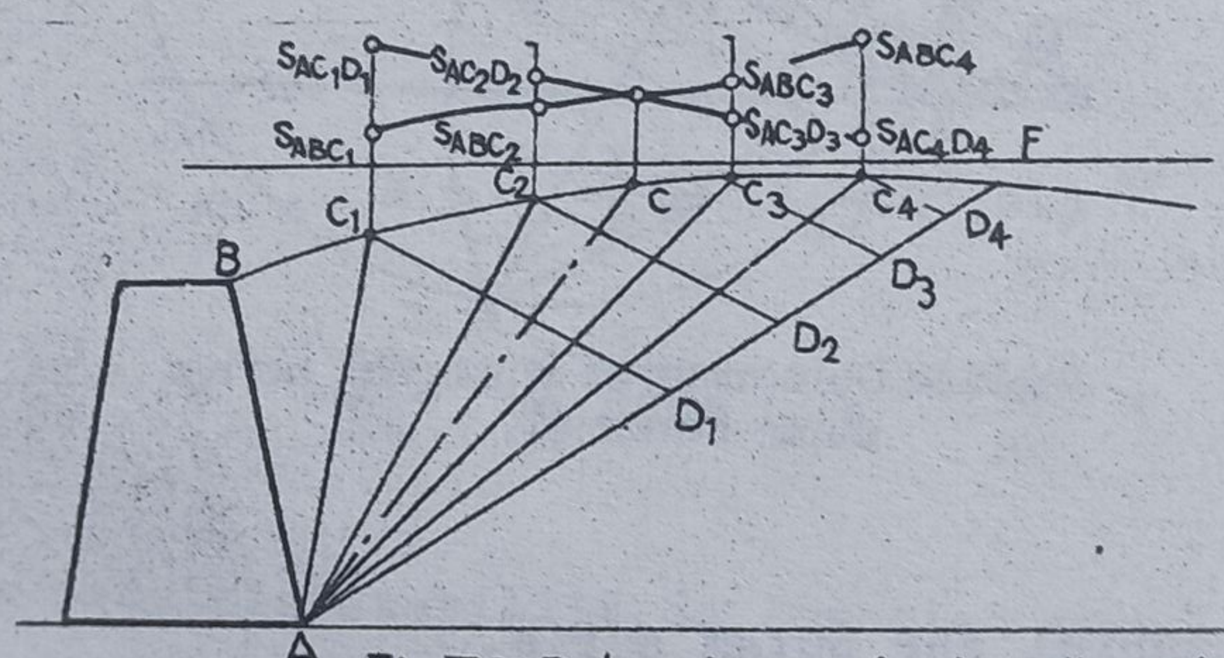


Fig III.85 Determinarea împingerii maxime.

Reprezentînd la scará, pe verticala ce trece prin punctul respectiv, suprafeţele în care linia de rupere împarte patrulaterul ABC_iD_i , se poate determina cu suficientá aproximaţie, planul de rupere periculos AC.

Poncelet a dat o rezolvare graficá problemei pentru un teren plan, pornind tot de la teorema lui Rebhann.

In fig.III.86 în care s-au desenat linia AH avînd unghiul faţá de orizontalá egal cuϕ şi linia BF înclinatá cu unghiul Ψ faţá de AH, se duce CD paralel cu BF şi GD paralel cu AC.

Se unește de asemenea A cu G.

Dacă AG este planul de rupere periculos triunghiul ABC va trebui să fie echivalent cu triunghiul ACD.

Se observă că triunghiul ACD și ACG au suprafețele egale ca mărime având aceeași bază (AC) și înălțimea egală cu distanța dintre dreptele paralele AC și DG.

Rezultă că $S_{ABC} = S_{ACD} = S_{ACG}$. Înălțimea triunghiurilor ABC și ACG fiind aceeași , rezultă că

$$\overline{BC} = \overline{CG} = d$$

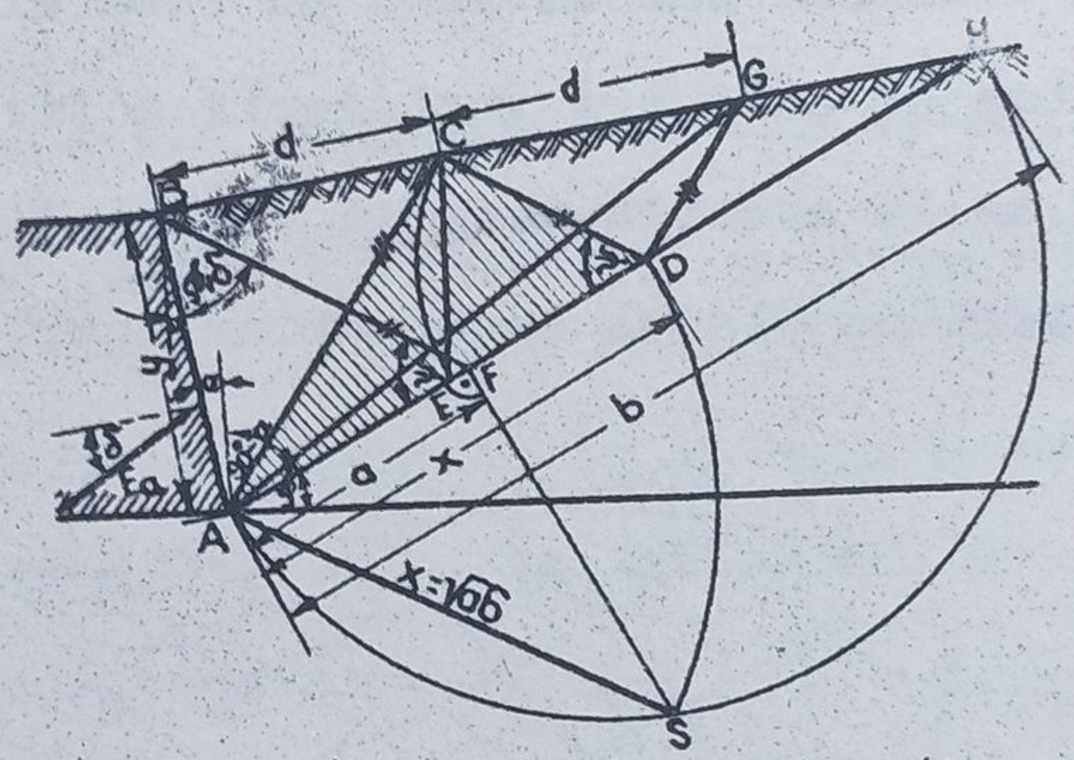


Fig.III.86. Determinarea împingerii active după Poncelet.

In triunghiul BHF putem scrie.

$$\frac{FD}{DH} = \frac{BC}{CH}\text{ , dar } BC = CG \text{ deci } \frac{FD}{DH} = \frac{CG}{CH}$$

In triunghiul ACH putem scrie

$$\frac{CG}{CH} = \frac{AD}{AH}$$

și ținînd seama de relația anterioară

$$\frac{AD}{AH} = \frac{FD}{DH}$$

Din figura III.86 se observă că

$FD = AD - AF$ și $DH = AH - AD$.

Urmează că

$$\frac{AD}{AH} = \frac{AD - AF}{AH - AD} \quad \text{sau} \quad \overline{AD}^2 = AH \cdot AF .$$

Cu notaţiile din fig.III.86 se obţine $x^2 = b.a$, adică distanţa x este media proporţională între segmentele a şi b . Rezultă ţinînd seama de teorema catetei într-un tringhi dreptunghi construcţia graficădin fig.III.86 , care ne permite determinarea punctului D,O paralelă dusă din D la BF ne dă punctul C,care unit cu punctul A ne dă planul de alunecare periculos.

Interpretînd analitic soluţia grafică a lui Poncelet se poate stabili o formulă pentru calculul analitic al împingerii pământului.

In triunghiul CDE , CD = DE iar unghiul CDE este egal cu ψ .

In baza teoremei lui Rebhamn , împingerea activă va avea valoarea :

$$E = \frac{1}{2} \gamma_a \overline{CD}^2 \sin \psi \quad \text{dar}$$

$$\frac{CD}{BF} = \frac{HD}{HF} \quad \text{de unde} \quad CD = \frac{BF.HD}{HF} = BF \frac{AH - AD}{AH - AF}$$

Din condiţia stabilită de Poncelet rezultă că

$$AD^2 = AH \cdot AF$$

Se obţine pentru CD următoarea expresie

$$CD = BF \frac{AH - \sqrt{AH.\ AF}}{AH - AF} = BF \frac{1 - \sqrt{\frac{AF}{AH}}}{1 - \frac{AF}{AH}} = BF \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{AF}{AH}}}$$

Exprimînd aceste segmente BF, AF şi AH funcţie de latura AB a secţiunii zidului şi unghiurile din figură se obţine expresia .

$$CD = \frac{\overline{AB}\ \cos(\phi - \alpha)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin\Psi\cos(\beta - \alpha)}}\right]\sin\Psi}$$

Dacă se introduce în calcul înălţimea zidului, valoarea segmentului CD va fi egală cu

$$CD = \frac{h\cos(\phi - \alpha)}{\sin\Psi\cos\alpha\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin\Psi\cos(\beta - \alpha)}}\right]}$$

Relaţia pentru calculul împingerii devine

(III 30)

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma_a h^2 \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\sin\Psi\cos^2\alpha\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin\Psi\cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Fracţia cuprinzînd liniile trigonometrice a fost notată pentru simplitate cu Ka, denumit coeficient de împingere activă. Valoarea acestui coeficient depinde numai de mărimea unghiurilor ϕ, δ, β, $\Psi = 90^\circ - \alpha - \delta$ şi α şi este dată în tabele .(Tab.20.)

De multe ori în locul unghiului α pentru a fixa înclinarea feţei posterioare a zidului, se foloseşte complimentul său θ . Expresia pentru Ka devine în acest caz

$$Ka = \frac{\sin^2(\phi + \theta)}{\sin(\theta - \delta)\sin^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + \beta)}}\right]^2}$$

Pentru cazurile din practică în care suprafaţa terenului nu este plană,şi în care avem şi sarcini oarecare la suprafaţa

terenului , metoda arátată mai sus nu poate ráspunde la problemá. In aceste cazuri se poate folosi cu succes metoda grafică preconizată de Culmann .

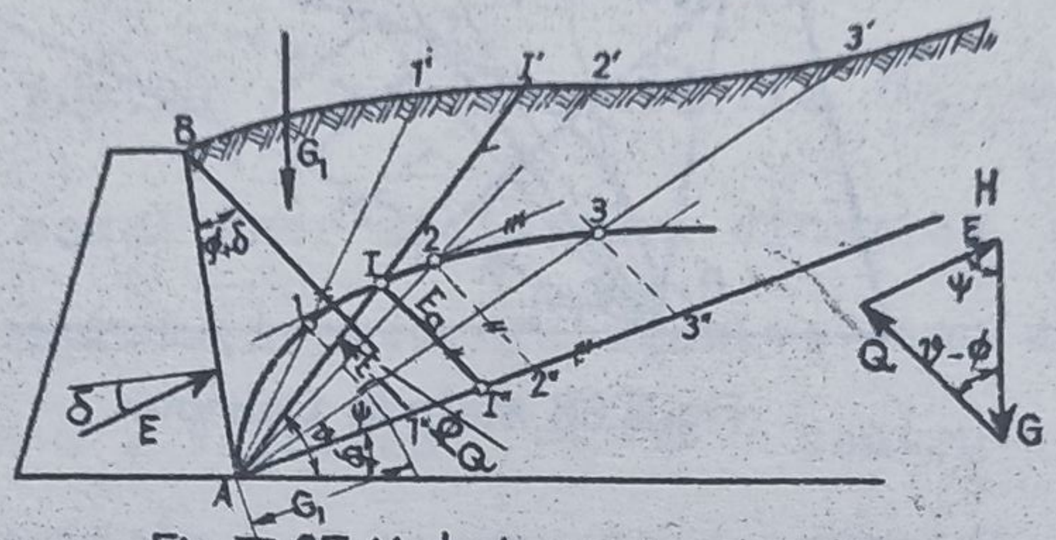


Fig.III.87 Metoda Culmann.

In fig.III.87 se observă că unghiul I'AH este egal cu unghiul pe care-l formează în poligonul forţelor greutatea G şi reacţiunea terenului Q. Dacă pe AH luăm la scară , greutatea prizmei AB1' = G_1 şi în punctul 1" ducem o dreaptă ce face unghiul ψ cu AH, triunghiul A1"1' va fi asemenea cu poligonul forţelor avînd toate unghiurile egale.

Segmentul A1" reprezentînd la scară , greutatea G_1, celelalte segmente vor reprezenta la aceeaşi scară E_1 = 1"1 şi Q = A1. Deci triunghiul forţelor a fost transpus în planul forţelor, la o anumitá scară. Luînd alte planuri de rupere A2' , A3' se pot obţine în mod similar segmentele 2"2 şi 3"3 care reprezintá împingerile aferente acestor planuri. Unind punctele 1, 2 şi 3 obţinem curba de variaţie a împingerii, funcţie de poziţia planului de rupere . Valoarea ei maximá corespunde punctului I , care se obţine ducînd o paralelă la AH care să fie tangentă la curba 1,2, 3 şi este datá la scará de segmentul II". Planul de rupere corespunzător este planul AI' .

Problema se simplifică în cazul terenului plan, cînd segmentele A1", " şi A3" se pot lua egale cu B1' , B2' şi B3' deoarece suprafeţele triunghiurilor AB1', AB2' şi AB3'

sînt proporţionale cu B1' , B2', B3' , avînd aceeaşi înălţime (fig.III.88).

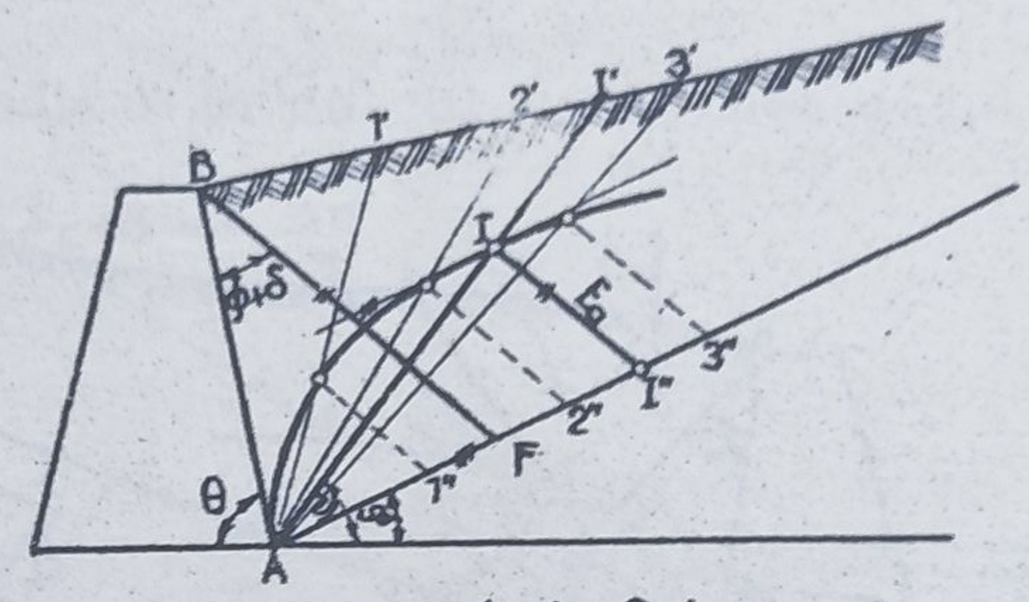


Fig.III.88.Metoda Culmann.

Linia dusă din B sub unghiul $\phi + \delta$ faţă de faţa AB a zidului , poartă denumirea de linie de bază. Ea dă direcţia împingerii pentru construcţia curbei lui Culmann . Unghiul în B se obţine din triunghiul ABF.

$$\measuredangle B = 180^{\circ} - \psi - 180^{\circ} + \phi + \delta = -\theta + \delta + \phi + \theta = \delta + \phi$$

Cunoscînd elementele geometrice ale problemei (unghiurile θ , β şi înălţimea h) precum şi caracteristicile mecanice ale pământului (γ_o, ϕ) şi unghiul δ de frecare între zid şi pământ problema se poate rezolva uşor. Dacă alegerea celorlalţi parametri nu prezintă dificultăţi deosebite, alegerea unghiului δ trebuie să se facă cu deosebită grijă.

Unghiul δ poate lua diferite valori cuprinse între $-\phi$ şi $+\phi$, mărimea sa depinzînd de mişcarea relativă dintre umplutură şi perete şi de asperitatea peretelui.

Dacă umplutura se tasează mai mult decît peretele avem o forţă de frecare dirijată de jos în sus şi δ se ia pozitiv.

Dacă sub zid apar tasări mari , tasarea umpluturii comparată cu cea a zidului este mai mică, şi deci efectul este identic cu o deplasare în sus a umpluturii faţă de zid. In acest caz

frecarea este dirijată de sus în jos iar δ are semnul minus. Această ipoteză trebuie verificată printr-un calcul de tasare a zidului.

Dacă $\delta > \phi$, p... ul de alunecare nu se mai formează în lungul zidului ci în masivul de pământ .

In general pentru δ se iau valorile $0°$, $\frac{1}{3}\phi$, $\frac{2}{3}\phi$ şi mai rar ϕ . In cazul unor solicitări dinamice δ se ia egal cu $\phi/2$. Pentru umpluturi puternic umezite sau un zid foarte neted se ia $\delta = 0$. Valoarea $\frac{2}{3}\phi$ pentru δ se ia la o umplutură protejată în mod permanent de umeziri puternice sau la o suprafaţă foarte rugoasă.

La mişcări mici sau la un zid de înălţime mică se vor lua valori mai mici pentru δ .

Deseori în practică terenul din spatele zidului de sprijin este încărcat cu o suprasarcină permanentă sau de o anumită durată, uniform distribuită, de o distribuţie oarecare sau concentrată.

Pentru a analiza efectul unei suprasarcini distribuite se consideră zidul de sprijin din fig.III-89.

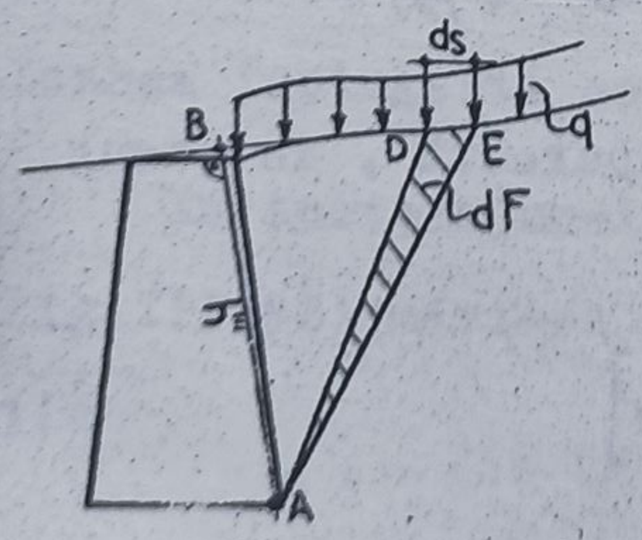


Fig.III.89.Efectul suprasarcinei.

Greutatea prizmei de pământ ADE şi a suprasarcinei aferente se poate calcula cu expresia :

$$dG = \gamma_a \, dF + q \, ds.$$

Mărimea suprafeţei dF este :

$$dF = \frac{1}{2} \, ds.h'''$$

de unde:

$$dG = \gamma_a dF + \frac{2q dF}{h'''} = dF\left(\gamma_a + \frac{2q}{h'''}\right) = dF.\gamma'_a$$

Se observă că această greutate în care s-a inclus supra-

sarcina, este identică cu cea a prizmei de pământ fără suprasarciná dar cu o greutate specifică aparentă majorată în funcţie de valoarea suprasarcinei .

La un teren plan ,înălţimea h''' fiind constantă se poate scrie: (fig.III.40)

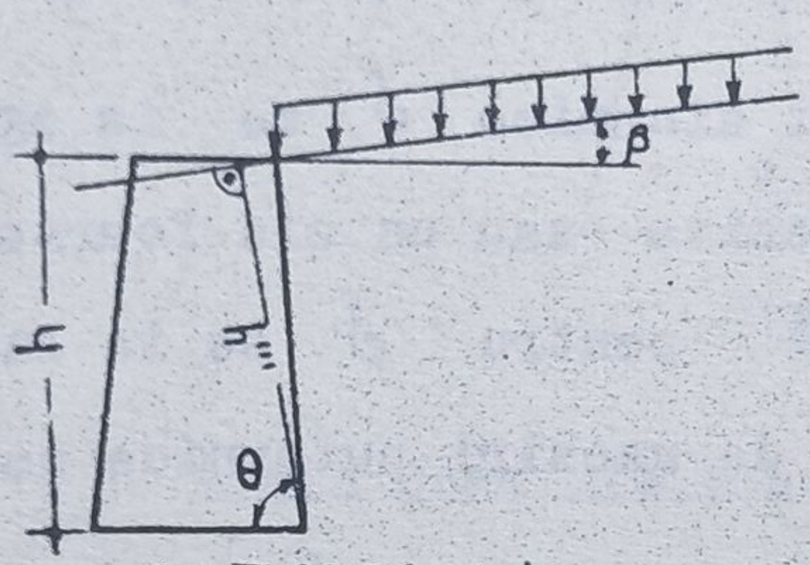


Fig.III.90.Efectul suprasarcinei.

$$h''' = h' \sin(\theta + \beta) \quad \text{dar}$$

$$h' = \frac{h}{\sin\theta} \quad \text{deci}$$

$$h''' = \frac{h}{\sin\theta} \sin(\theta + \beta)$$

Expresia $\gamma_a + \frac{2q}{h'''}$ se particularizează pentru acest caz şi devine

$$\gamma_a + \frac{2 \sin\theta}{h \sin(\theta + \beta)} = \gamma_a \left[1 + \frac{2}{h} \frac{q}{\gamma_a} \frac{\sin\theta}{\sin(\theta+\beta)}\right]$$

Expresia $\frac{q}{a} \frac{\sin\theta}{\sin(\theta+\beta)}$ a fost denumită înălţime echivalentă şi notată cu h_e.

$$h_e = \frac{q}{\gamma_a} \frac{\sin\theta}{\sin(\theta + \beta)} \quad \text{(III.31)}$$

Rezultă pentru greutatea specifică aparentă , în cazul unui teren cu suprasarciná relaţia :

$$\gamma_a' = \left[1 + \frac{2he}{h}\right]$$

care introdusă în expresia ce ne dă împingerea pământului,ne dă valoarea acesteia ţinînd cont şi de suprasarciná.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma'_a h^2 Ka = \frac{1}{2} \gamma_a h^2 Ka \left(1 + \frac{2he}{h}\right) = \frac{1}{2} \gamma_a h^2 Ka + \gamma_a h he Ka$$

Se observă că suprasarcina are ca efect o sporire a împingerii

active a pămîntului.

In cazul unei suprasarcini concentrate sau parţial distri buite care poate fi echivalată cu una sau mai multe sarcini concentrate metoda grafică Culmann duce uşor la rezultat.

In fig.III.91 se dá construcţia grafică respectivă, obţinutá prin aplicarea metodei Culmann la aceastá problemă .

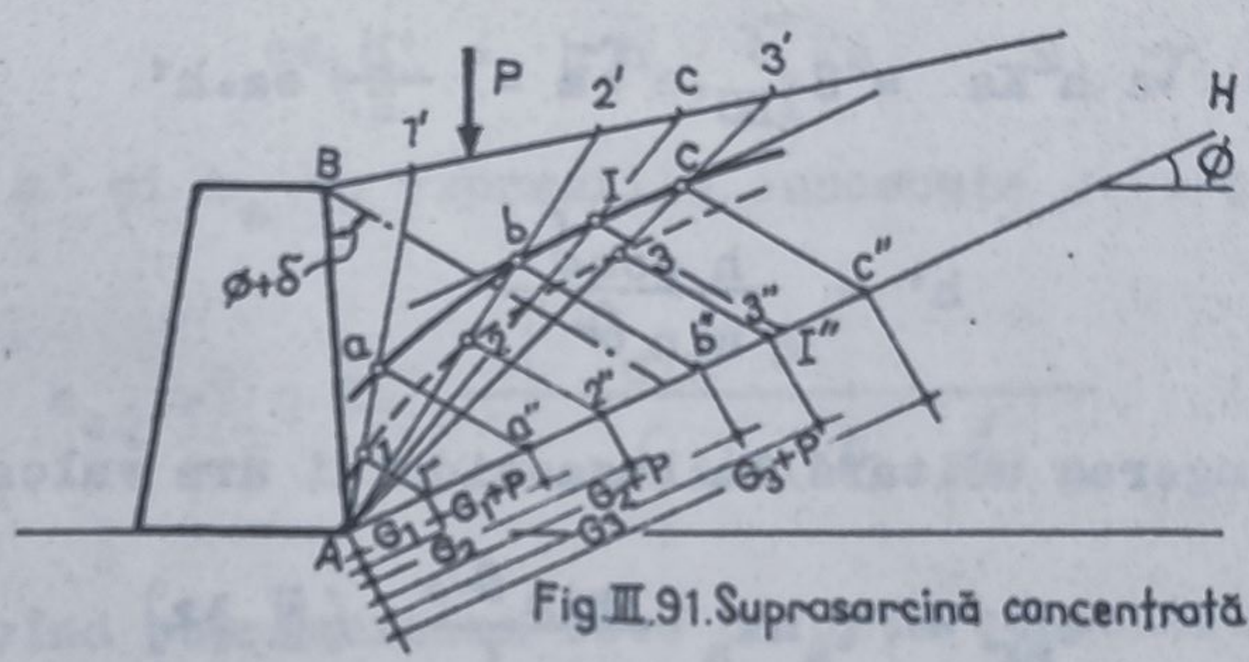


Fig.III.91.Suprasarcină concentrată.

Curba lui Culmann pentru teren neîncărcat este linia întreruptă , iar cea pentru teren încárcat linia plină. Pentru construcţia celei de a doua la greutatea prizmei s-a adáugat şi greutatea suprasarcinei . Valoarea maximá a împingerii se obţine ducînd o paralelă la linia AH care este tangentă la linia plină în punctul I. Planul de alunecare periculos este AC iar valoarea împingerii este datá de segmentul II".

In ipoteza unei rotiri a zidului în jurul punctului A (fig.III.92) mărimea împingerii pámîntului se calculează cu relaţia

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_a h^2 Ka$$

Variaţia lui Ea în raport cu h se poate obţine din relaţia

$$\frac{dEa}{dh} = \gamma_{a.h.Ka}$$

Se observă că variaţia este triunghiulară.Ea apare deci atunci cînd deplasările în masivul din spatele zidului descresc

de la coronamentul zidului spre baza sa, planele de rupere dezvoltîndu-se de sus în jos. Ultimul plan de rupere trece prin punctul A.

Cunoscînd mărimea bazei distribuţiei triunghiulare a împingerii , aceasta este determinată. De obicei diagrama de distribuţie se construieşte faţă de suprafaţa posterioară a zidului de sprijin. Ea trebuie să aibe o suprafaţă egală cu valoarea împingerii împărţită la γ_a.

$$\text{Deci} \quad \frac{1}{2}\gamma_a h^2 K_a = S_{ABC} \cdot \gamma_a = \frac{1}{2} e_a \cdot h'$$

$$h' = \frac{h \cos\delta}{\sin\theta}$$

Rezultă că împingerea unitară la baza zidului are valoarea

$$e_{ar} = \gamma_a h k_a \frac{\sin\theta}{\cos\delta} \quad (\underline{III}.32)$$

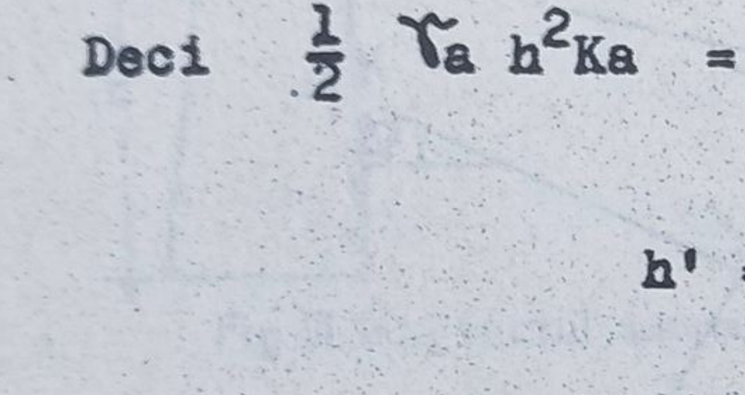


Fig.III.92 Distribuţia împingerii pământului (greutate proprie).

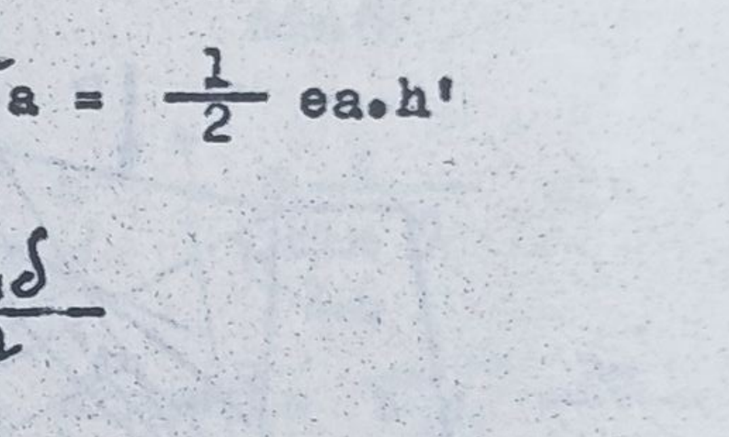


Fig.III.93 Distribuţia împingerii pământului (suprasarcină).

In cazul în care există o suprasarcină uniform distribuită, valoarea împingerii unitare se determină după cum urmează: (fig.III.93).

Impingerea totală va fi :

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_a h^2 K_a + hh_0 \gamma_a K_a = E_{a\gamma} + E_{aq}.$$

$E_{a\gamma}$ este împingerea activă totală din masiv

E_{aq} este împingerea activă totală din suprasarcină.

$\frac{dEa}{dh} = \gamma_a h K_a + h_e \gamma_a K_a$. Se observá cá suprasarcina dá o distribuţie uniformă a împingerii.

Exprimînd aceste împingeri unitare maxime $e_{a\gamma}$ şi e_{aq}, obţinem :

$$E_a = \frac{1}{2} e_{a\gamma} h' + e_{aq} h'$$

Impingerea dată de suprasarcină va trebui să fie egală cu suprafaţa diagramei corespunzătoare

$$e a_q h' = h\, h_e\, \gamma_a K_a$$

Inlocuind h' şi h_e cu expresiile cunoscute se obţine

$$e_{aq} = q\, K_a \frac{\sin^2 \theta}{\cos \delta \sin(\theta + \beta)} \qquad (III.33)$$

In cazul cînd suprasarcina este o forţă concentrată distribuţia împingerii provocată de ea se poate determina în mod aproximativ în felul următor.(fig.III.94) Se duc prin piciorul sarcinii concentrate două plane, înclinate faţă de orizontală cu unghiul de frecare interioară şi cu unghiul planului de rupere corespunzător umpluturii . Distribuţia se va considera triunghiulară şi ex-

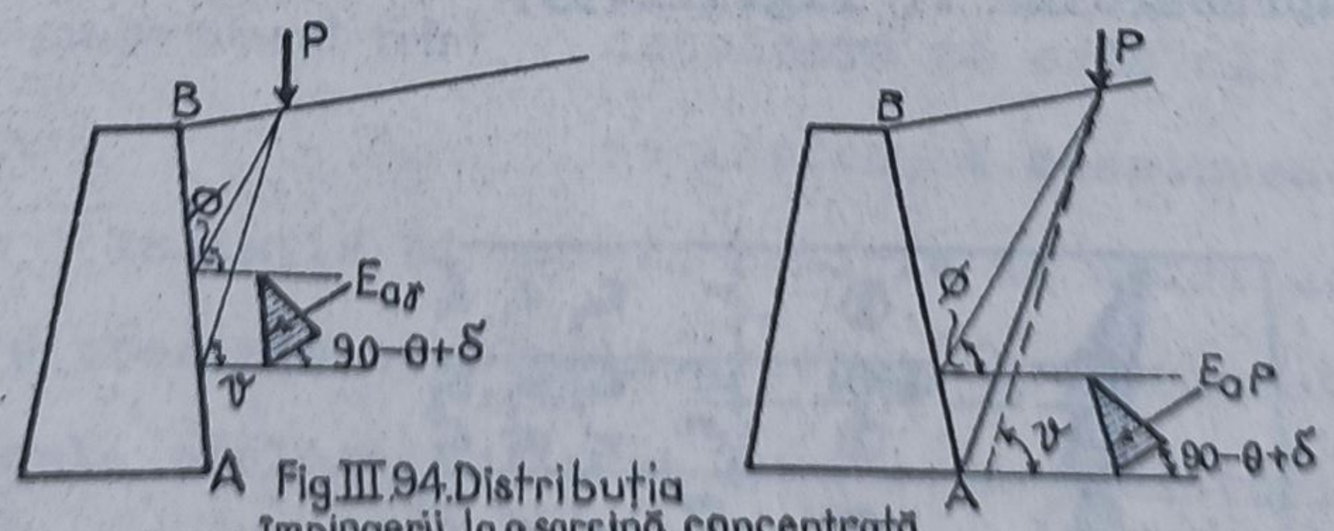


Fig.III.94.Distributia împingerii la o sarcină concentrată.

tinsă pe porţiunea de zid interceptată între cele două plane.Dacă linia de rupere nu intersectează zidul se va uni punctul A cu punctul de aplicaţie al forţei , obţinîndu-se în felul acesta porţiunea de zid pe care acţionează împingerea. Mărimea ordonatei maxime se obţine egalînd împingerea totală suplimentară datori-

tă suprasarcinei cu suprafaţa diagramei de distribuţie, similare ca în cazul împingerii din greutatea proprie a umpluturii.

In practică terenul din spatele zidului de sprijin este deseori stratificat fiind alcătuit din materiale ce diferă între ele din punct de vedere al greutăţii specifice aparente şi a unghiului de frecare internă. Schimbarea valorii greutăţii specifice aparente şi a unghiului de frecare internă poate fi provocată şi de cota nivelului apei subterane, stratul respectiv fiind submersat.

Schimbarea naturii stratului şi prezenţa apei subterane, pe lîngă faptul că schimbă valoarea greutăţii specifice aparente care poate fi greutate specifică aparentă $\gamma_a = \gamma_s(1-n)(1+w)$ şi greutate specifică aparentă în stare submersată. $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1-n)$, schimbă şi valorile unghiurilor ϕ şi δ care intră în expresia coeficientului de împingere activă.

Pentru a aplica relaţiile precedente sau una din metodele grafice menţionate, masivul se împarte în fîşii, în cuprinsul cărora γ_a, γ', ϕ şi δ au valori constante. Straturile diferite de stratul considerat în calcul, ce se află deasupra sa ,sînt asimilate cu o suprasarciná .(fig.III.95)

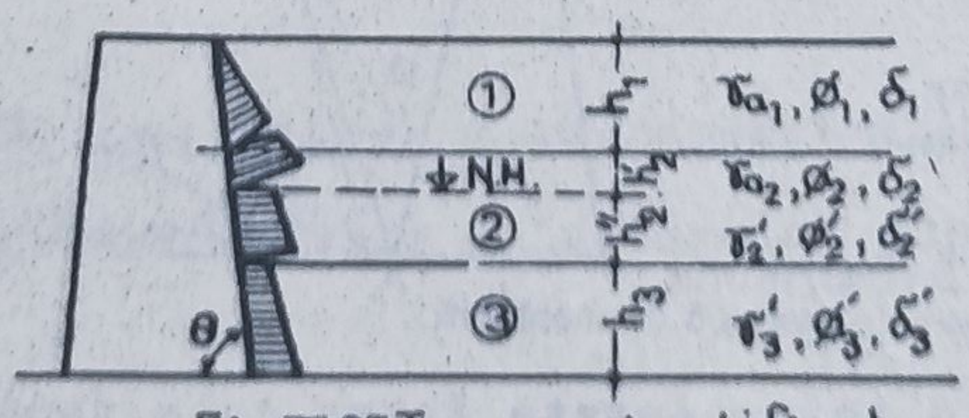


Fig.III.95.Teren stratificat.

Astfel pentru stratul 3 coeficientul de împingere activă se va calcula luîndu-se $\phi = \phi_3$, $\delta = \delta_3$, $\alpha = \alpha$ şi $\beta = 0$. Valoarea suprasarcinei se va lua $q = \gamma_{a_1} h_1 + \gamma_{a_2} h_2' + \gamma_2' h_2''$.

Distribuţia împingerii pe înălţimea stratului 3, va fi trapezoidală .

Procedînd aşa pentru fiecare strat în parte, obţinem o distribuţie a împingerilor, sub forma unei linii frînte .

Impingerile totale, calculate , se aplicá în centrul de greutate a diagramelor de distribuţie.

In mod similar se procedează şi în aplicarea metodelor grafice, în care de asemenea , metoda respectivá se aplicá pentru fiecare strat în parte.

In cazul în care faţa posterioará a zidului de sprijin are forma unei linii frînte , la împărţirea masivului în fâşii, punctele de frîngere a zidului delimitează aceste fîşii.Pentru porţiunea plană a zidului , în calcul se introduce în expresia coeficientului de împingere activă, valoarea unghiului α ,corespunzátoare porţiunii respective.(fig.III.96)

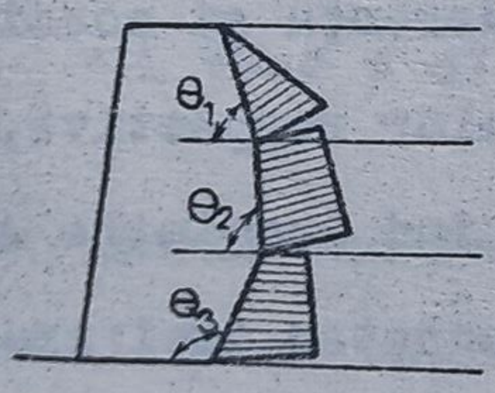


Fig III.96 Zid cu parament frînt.

In calculele de pînă acum, pentru determinarea împingerii active, nu s-a luat în considerare efectul coeziunii pământului .Mulţi autori consideră că este mai indicat să nu se introducă coeziunea în calcul avînd în vedere variaţia ei mare în funcţie de umiditatea pământului care poate prezenta oscilaţii în timp. De asemenea ţinînd seama de fenomenele reologice , ce au loc în pământurile coezive , coeziunea poate prezenta scăderi în timp, datorită fenomenelor de curgere lentă.

Dacă dorim să luăm în calcul coeziunea, putem aplica teoria lui Coulomb. In acest caz apare o coeziune în planul de alunecare şi o forţă de aderenţa între pământ şi zidul de sprijin. (fig.III.97).

Avînd în vedere că la masive coezive , în cazul echilibrului limită , apar la partea superioară, eforturi unitare de în-

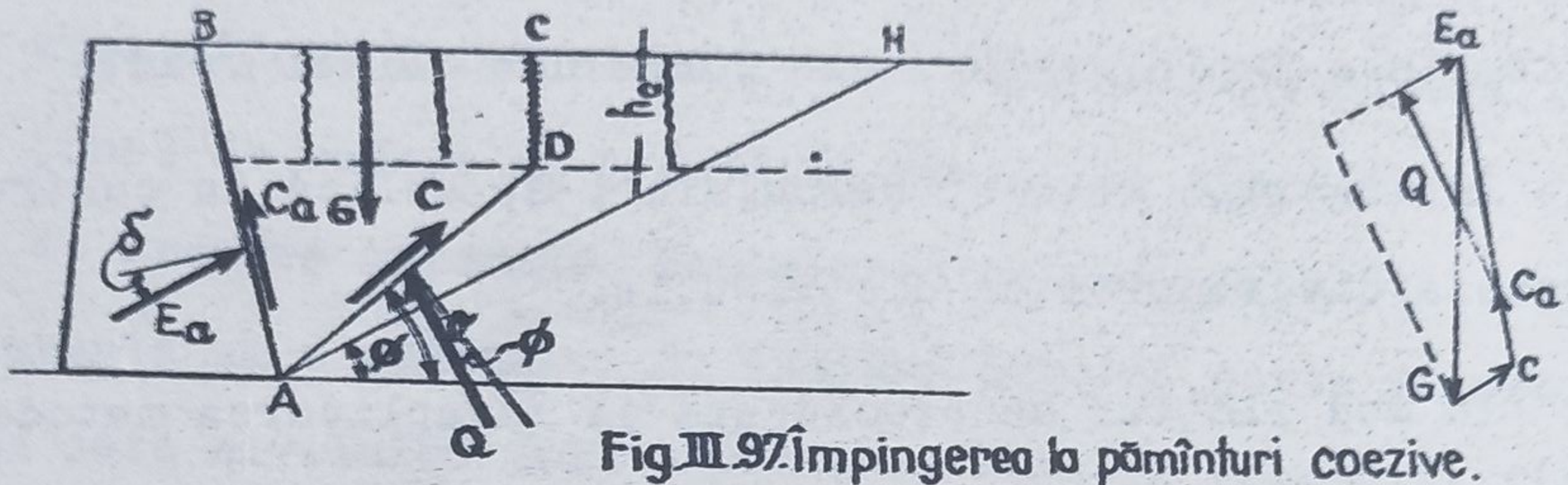


Fig.III.97.Împingerea la pămînturi coezive.

tindere , linia de rupsre va fi frîntă . De la suprafaţa pînă la adîncimea hc va fi verticală urmărind crăpăturile provocate de eforturile unitare de întindere. Linia de rupere înclinată cu unghiul ϑ faţa de orizontală se va racorda , cu una din crăpăturile verticale de la suprafaţă.

In cazul echilibrului limită , se va opune ruperii masivului, o forţă de coeziune c în lungul liniei AD şi o forţă de aderenţă c_a în lungul liniei AB. Presupunînd că aderenţa şi coeziunea ar avea valori constante în lungul segmentelor respective, forţele menţionate mai sus se pot obţine înmulţind lungimile AB respectiv AD , cu forţele unitare c şi c_a . Cunoaştem deci greutatea G a masivului, forţa de coeziune c şi forţa de aderenţa c_a . Rezultanta acestora descompusă după direcţiile Ea şi Q ne va da împingerea căutată Ea .

Repetînd construcţia pentru mai multe valori ale unghiului se va putea determina împingerea maximă activă .

Pornind de la starea limită de eforturi unitare într-un masiv de pămînt , Rankine , a stabilit mărimea împingerii pămîntului care ia naştere pe un perete vertical.

Dacă zidul de sprijin este vertical, iar terenul din spatele său orizontal, Rankine consideră că zidul de sprijin ar

înlocui într-o măsură oarecare , partea de semiplan de la talpa zidului şi pînă la coronamentul său. In această ipoteză eforturile unitare ce acţionează asupra zidului ar coincide cu eforturile unitare ce se exercită asupra unui plan vertical. (fig.III.98)

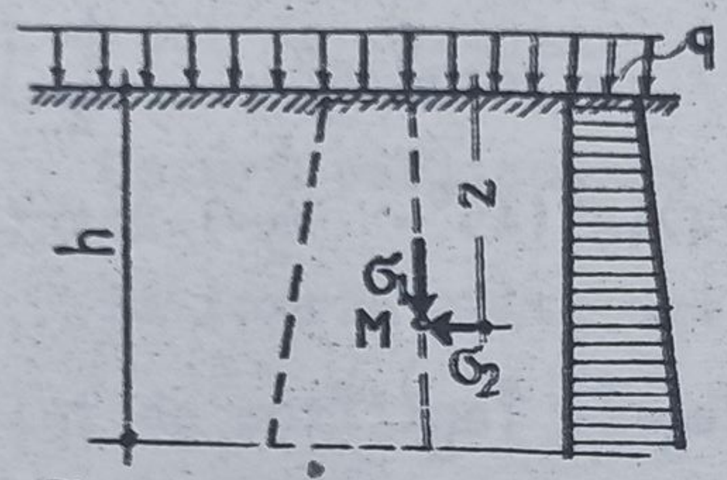


Fig III.98 Teorema Rankine.

Avînd în vedere că într-un semiplan, verticala este axă de simetrie, efortul unitar vertical în punctul M, va fi un efort unitar principal. Valoarea lui este egală cu sarcina geologică.

$$\sigma_1 = \gamma_a z + q$$

Din condiţia de echilibru limită, se deduce al doilea efort unitar principal σ_2, care reprezintă chiar împingerea activă

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} - 2c \frac{\cos\phi}{1+\sin\phi} =$$

$$= (\gamma_a . z + q) \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} - 2c \frac{\cos\phi}{1+\sin\phi}$$

Exprimînd funcţiile trigonometrice , prin jumătatea unghiului ϕ se obţine

$$\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \text{ şi}$$

$$\frac{\cos\phi}{1+\sin\phi} = tg\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Valoarea împingerii unitare active va fi în acest caz

$$e_a = (\gamma_a z + q) tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2c\, tg\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right). \quad (III.34)$$

Variaţia împingerii cu adîncimea este dată în fig.III.98

pentru $q > \frac{2c}{tg\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}$

Mărimea totală a împingerii active , se determină calculînd aria trapezului ce reprezintă distribuţia de împingeri unitare. Ordonatele presiunilor sînt:

La partea superioară a zidului $e_{a_o} = q tg^2(45^\circ - \frac{\Phi}{2}) - 2ctg(45^\circ - \frac{\Phi}{2})$

La baza zidului $e_{a_h} = (\gamma_a h + q) tg^2(45^\circ - \frac{\Phi}{2}) - 2ctg(45^\circ - \frac{\Phi}{2})$

Impingerea totală $E_a = \frac{1}{2} (e_{a_o} + e_{a_h}).h.$

In ipoteza că $q = o$ se observă că, la partea de sus a masivului apar eforturi unitare de întindere. Pentru a determina adîncimea pînă la care avem eforturi unitare de întindere scriem condiţia

$$0 = \gamma_a h_c tg^2(45^\circ - \frac{\Phi}{2}) - 2 c\, tg(45^\circ - \frac{\Phi}{2})$$

de unde

$$h_c = \frac{2c}{\gamma_a \cdot tg(45^\circ - \frac{\Phi}{2})} \qquad \text{(III.35)}$$

Admiţînd că planul vertical este un plan principal, implicit se admite că în acest plan nu există edorturi unitare tangenţiale . Eforturile unitare de frecare fiind eforturi unitare tangenţiale rezultă că în planul de contact dintre zid şi pămînt nu există frecare . Acest lucru în realitate se realizează numai cînd zidul este foarte neted.

Teoria lui Rankine după cum se vede se poate aplica la un teren orizontal, zidul fiind vertical şi neexistînd frecare între zid şi pămînt. De asemenea deplasarea zidului trebuie să aibe loc în aşa fel încît să apară suprafeţe plane de alunecare, ceea ce se asigură în cazul rotirii sale în jurul muchiei sale inferioare din spate.

In general aceste condiţii se realizează la palplanşe li-

bere, la ziduri de sprijin de greutate şi la ziduri de sprijin placă-radier.

Existenţa unei forţe de frecare , schimbă în mod esenţial condiţiile echilibrului limită, dat fiind că suprafeţele de alunecare nu mai sînt plane în regiunile din masiv ce se învecinează cu zidul de sprijin.

Cazuri particulare de împingere a pământului.

De foarte multe ori în practică , umplutura din spatele zidului de sprijin , este numai parţială ea completînd spaţiul dintre zid şi un anumit taluz. In acest caz planul de alunecare se va forma fie în planul taluzului fie în umplutură. In primul caz se va lua în consideraţie frecarea dintre umplutură şi terenul natural, (ϕ_t), iar în cazul al doilea unghiul de frecare interioară al umpluturii. Pentru determinarea împingerii se poate folosi ipoteza lui Coulomb la care în cazul al doilea se cunoaşte planul de alunecare. Pentru ca împingerea activă maximă să corespundă planului taluzului , înclinat cu unghiul α' , faţă de orizontală trebuie satisfăcută condiţia

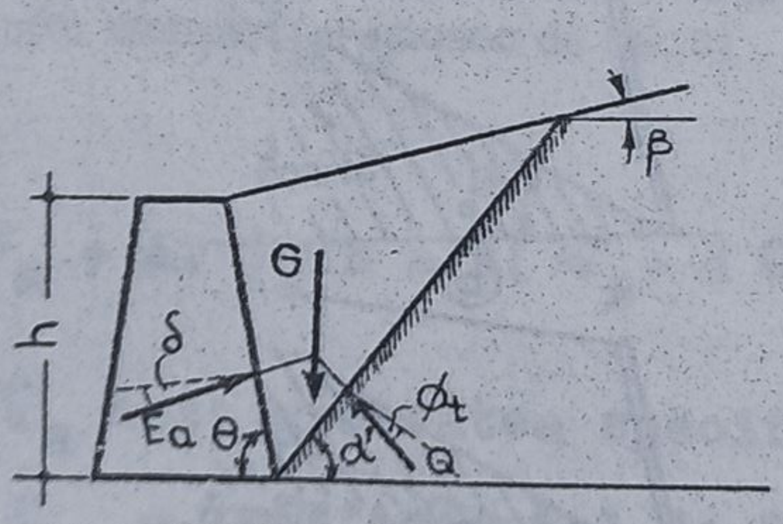


Fig.III.99. Plan de alunecare dat.

$$\frac{\sin(\theta+\beta)\sin(\theta+\alpha')}{\sin^2\theta\,\sin(\alpha'-\beta)} \cdot \frac{\sin(\alpha'-\phi_t)}{\sin(\alpha'+\theta-\delta-\phi_t)}$$

In cazul în care asupra zidului de sprijin acţionează un masiv stîncos fisurat , va trebui să se aibe în vedere la fixarea suprafeţei de rupere direcţiile fisurilor principale, continuitatea lor, rezistenţa rocii stîncoase precum şi efectul fisurilor mici asupra , acestei rezistenţe.

Se vor verifica mai multe posibilităţi de rupere, considerînd în calcul după ipoteza lui Coulomb, echilibrul limită al prizmei de stîncă (fig.III.100).

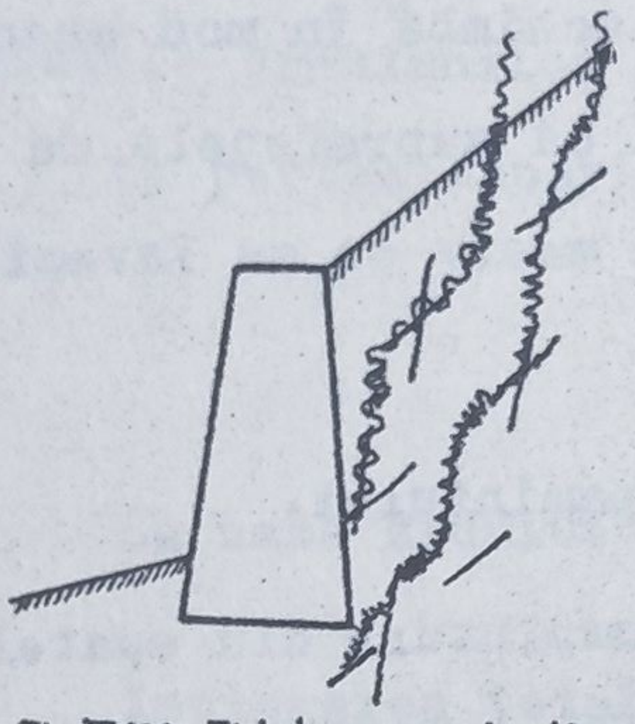


Fig.III.100. Zid de sprijin în stîncă

Dacă zidul se execută înainte de a apare o suprafaţă de rupere, în calcul se vor lua rezistenţele punţilor de legătură. Dacă suprafaţa de rupere s-a format, în calcul se va lua frecarea.

De multe ori în practică, terenul din spatele zidului de sprijin este alcătuit din stîncă pe care se află un deluviu.

Funcţie de înclinarea stîncii şi unghiul de frecare internă al deluviului putem întîlni următoarele 4 cazuri (fig.III.101).

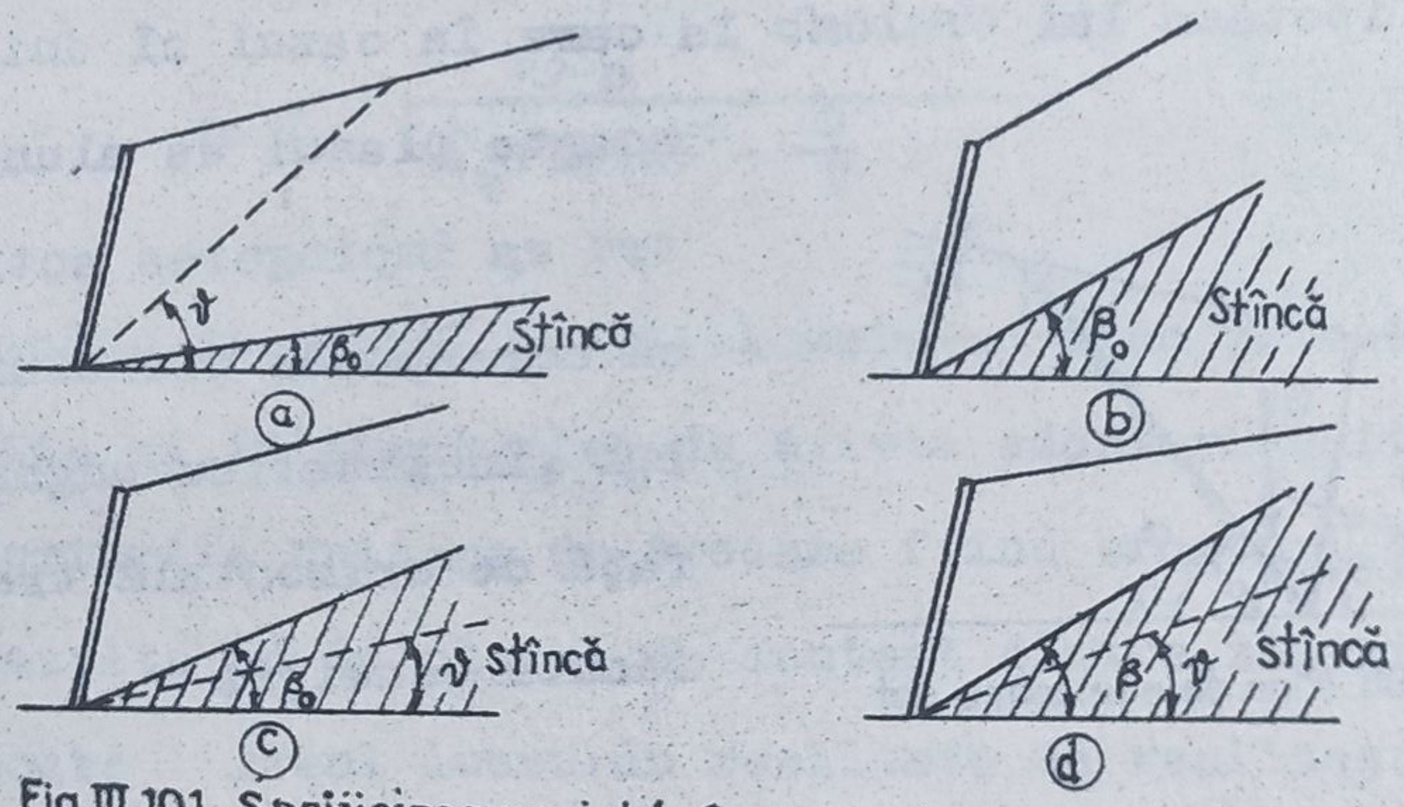


Fig.III.101. Sprijinirea unui deluviu aşezat pe stînci.

Unghiul δ este unghiul de frecare deluviu-stîncă. In cazul a dacă δ este mai mare ca β_0 se rupe deluviul după planul de înclinare ϑ. In cazul b dacă δ este mai mic ca β_0, alunecă tot deluviul, nu se formează plan de rupere în deluviu. In cazul c cînd planul de alunecare al deluviului s-ar forma în stîncă şi $\delta > \beta$, deluviul e stabil. In cazul d cînd $\delta < \beta_0$ şi planul de

alunecare se formează în stîncă lunecă masa toată şi se desface în bucăţi.

Deseori se întîlnesc cazuri în care planul de alunecare nu se poate dezvolta complet, din cauza unui obstacol pe care-l întîlneşte în formarea sa. Pentru a avea loc acest lucru distanţa dintre obsta col şi zidul asupra căruia acţionează împingerea, trebuie să fie mai mică decît $h\,tg(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$, h fiind înălţimea zidului. Pentru aceste cazuri se adoptă următoarea schemă de calcul (fig.III.1o2) după K.Terzaghi.

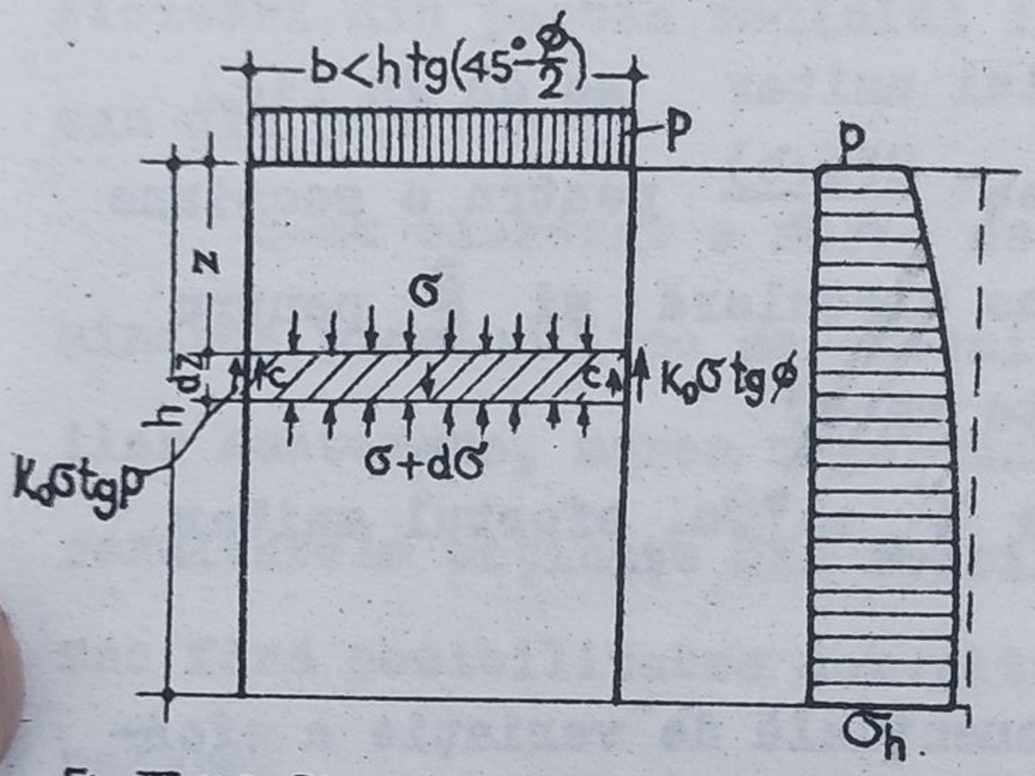


Fig.III.102. Plan de alunecare ce nu se poate dezvolta complet (presiunea de siloz).

Considerînd că secţiunea orizontală are mărimea A, condiţia de echilibru a fişiei de înălţime dz, este

$$A\,\sigma_z + A\cdot\gamma_a dz = A(\sigma_z + d\sigma_z) + U K_0 \sigma_z dz \cdot tg\,\phi + U\cdot c\cdot dz$$

în care γ_a este greutatea specifică aparentă a umpluturii

K_0 - coeficientul de împingere laterală în stare de repaus

ϕ - unghiul de frecare între perete şi umplutură

c - aderenţa umpluturii la pereţi.

Explicitînd pe dz obţinem

$$dz = \frac{d\sigma_z}{\gamma - \rho\cdot c - \rho K_0 \sigma_z tg\,\phi} \qquad \rho = \frac{U}{I}$$

Integrăm această expresie, punînd condiţia iniţială $z = o$; $\sigma_z = p$ şi obţinem prin explicitarea efortului unitar σ, o relaţie care ne dă variaţia sa cu adîncimea

$$\sigma_z = \frac{\gamma_a - \rho \cdot c}{\rho K_0 \, tg\phi} \left[1 - e^{-z \rho K_0 \, tg\phi} \right] + p \cdot e^{-z \rho K_0 \, tg\phi} \qquad (III.36)$$

Se observă că pentru valori mari ale lui z, care practic pot fi considerate că tind spre infinit, σ capătă o valoare constantă, egală cu

$$\sigma = \frac{\gamma_a - \rho \cdot c}{\rho K_0 \, tg\,\phi}$$

Diagrama de variaţie a efortului unitar se dă în fig. III.1o2. Coeficientul ρ are valoarea $\frac{2(a+b)}{a\,b}$ pentru o secţiune dreptunghiulară, $\frac{4}{d}$ pentru o secţiune circulară şi $\frac{2}{b}$ pentru doi pereţi paraleli de lungime foarte mare.

Se observă că în cazul în care $\gamma_a = \rho \cdot c$, efortul unitar din greutatea proprie este zero.

Deoarece această diagramă exponenţială de variaţie a efortului unitar σ, este greu de introdus în calcul, ea se aproximează cu o diagramă formată dintr-un triunghi la partea superioară şi un dreptunghi la partea inferioară.

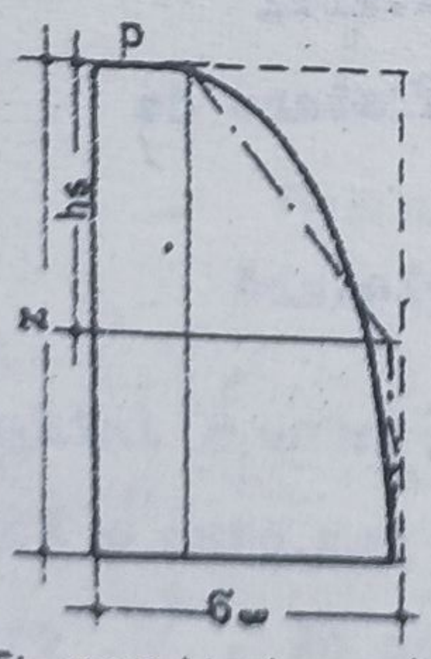


Fig.103.Echivalarea diagramei de presiune.

Pentru determinarea înălţimii triunghiului, notată cu h_s, se pune condiţia ca pe această înălţime presiunea laterală q să fie egală cu împingerea activă a materialului de umplutură.

$$q = (\sigma_z - p) K_a = \frac{\gamma_a - \rho \cdot c}{\rho K_a \, tg\,\phi} K_a = q \, hs =$$

$$= h_s \gamma_a K_a + p K_a$$

Din relaţia de mai sus, se poate deduce înălţimea h_s

$$h_s = \frac{\gamma_a - \rho \cdot c}{\rho \cdot K_a \, \gamma_a \, tg\,\phi} - \frac{p}{\gamma_a} \qquad (III.37)$$

Pentru cazul în care c = p = o se obţine expresia

$$h_s = \frac{1}{\rho K_a \operatorname{tg}\varphi}$$

Impingerea rocilor la lucrări miniere.

In construcţiile inginereşti deseori se întîlnesc construcţii subterane, a căror elemente de rezistenţă au de suportat solicitări din partea mediului înconjurător alcătuit din roci tari sau din pămînturi.

S-au elaborat o serie de ipoteze în ceea ce priveşte determinarea presiunii ce se exercită în acest caz asupra construcţiilor subterane, marea majoritate dintre ele folosind în calcul rezultatele obţinute din teoriile de împingere a pămîntului, cu sau fără posibilitatea dezvoltării integrale a suprafeţei de alunecare.

Pentru tratarea mai uşoară a acestei probleme presiunea denumită presiune litostatică, a fost împărţită în presiune ce se exercită asupra tavanului lucrării subterane, presiune ce se exercită asupra pereţilor laterali şi presiune care se exercită asupra radierului ei.

In ceea ce priveşte presiunea ce se exercită asupra tavanului, aici fie că se aplică în condiţiile specifice ale problemei teoria împingerii pămîntului (fig.III.1o4) sau a presiunii de siloz, fie că se consideră că asupra tavanului acţionează un corp de secţiune parabolică, la care înălţimea parabolei depinde de calităţile mecanice ale mediului (fig.III.1o5).Funcţie de rezistenţa rocii în care se execută galeria, presiunile se exercită numai asupra tavanului sau şi pe prizme de rupere ce se dezvoltă în spatele pereţilor după starea de eforturi unitare limită într-un masiv.

Presiunea litostatică asupra pereţilor laterali ai galeriei, se determină pe baza teoriei împingerii pământului, ţinînd seama acolo unde este cazul de influenţa suprasarcinei.

Presiunea litostatică din vatra unei lucrări subterane foloseşte de asemenea, starea limită de eforturi unitare dintr-un masiv, aplicată în mod similar ca în cazul determinării capacităţii portante a terenului de fundaţie. In fig.III.lo4 şi III.lo5 se dau schemele de încărcare uzuale adoptate pentru construcţii subterane.

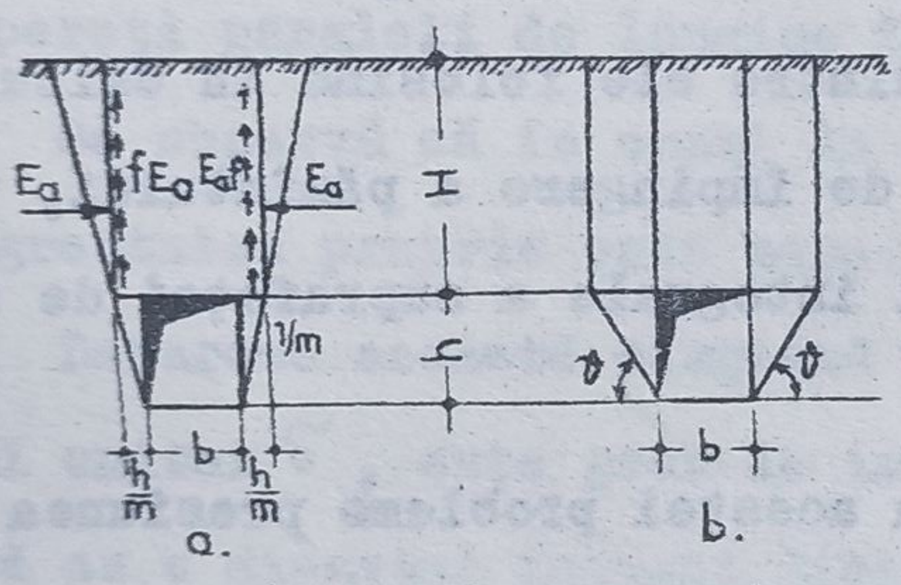


Fig.III.104. Suprafaţa terenului este aproape de tavanul galeriei
a- Ipoteza Bierbaumer
b- Ipoteza Terzaghi.

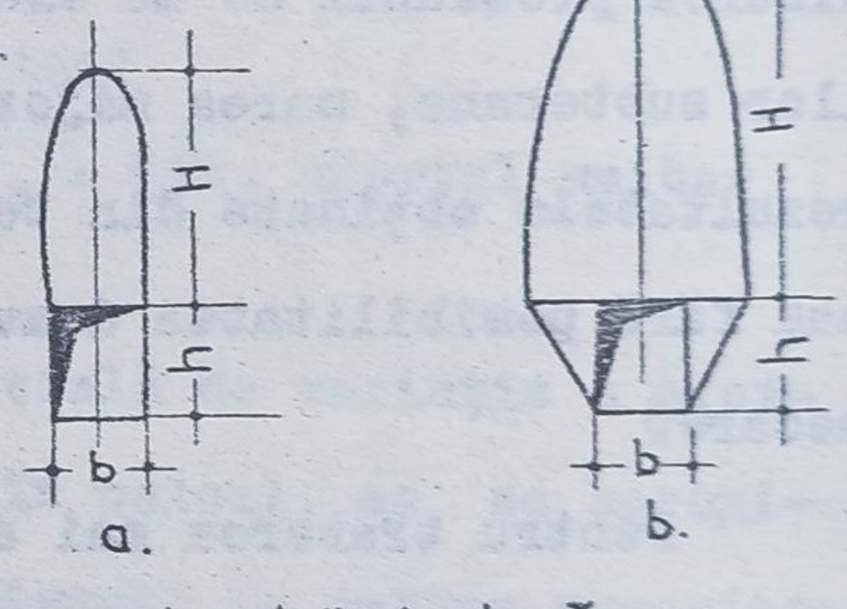


Fig.105. Ipoteza bolţii de descărcare
a- Teren rezistent
b- Teren de rezistenţă redusă.

Pentru galerii înclinate se aplică ipoteze similare ca la galerii orizontale, în care apare însă şi influenţa înclinării galeriei.

La puţuri (lucrări miniere verticale) pereţii acestuia se consideră că ar lucra ca un zid de sprijin.

Impingerea pasivă a pământului.

Pământul care este supus unei solicitări exterioare, opune o rezistenţă denumită curent împingere pasivă.

Calculul mărimii împingerii pasive se face folosind aceleaşi ipoteze ca şi în cazul împingerii active. Va trebui să se ţină

seama în acest calcul de sensul de mişcare a masivului de pămînt, care determină sensul forţelor de frecare. La împingerea pasivă acest sens este opus sensului de la împingerea activă, încît unghiurile δ şi φ vor trebui luate cu semnul minus. Poligonul şi

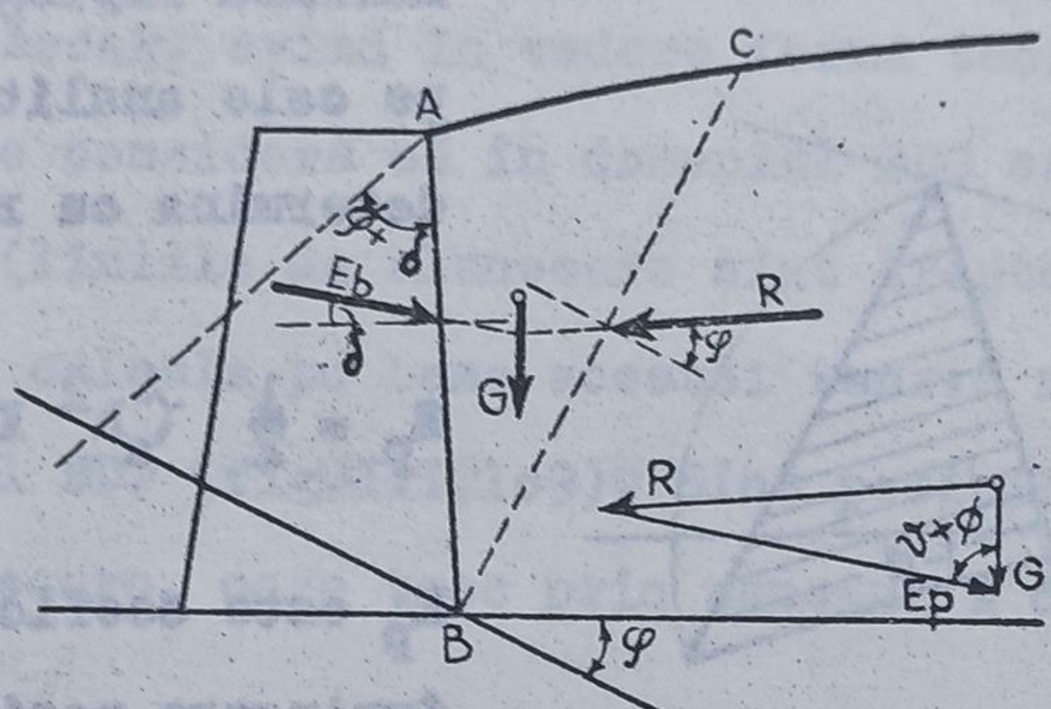


Fig.III.106 Împingerea pasivă după Coulomb.

planul forţelor corespunzătoare acestei situaţii sînt date în fig.III.106.

Rezultă că în afară de această excepţie sînt valabile toate relaţiile stabilite pentru împingerea activă, cu deosebirea că

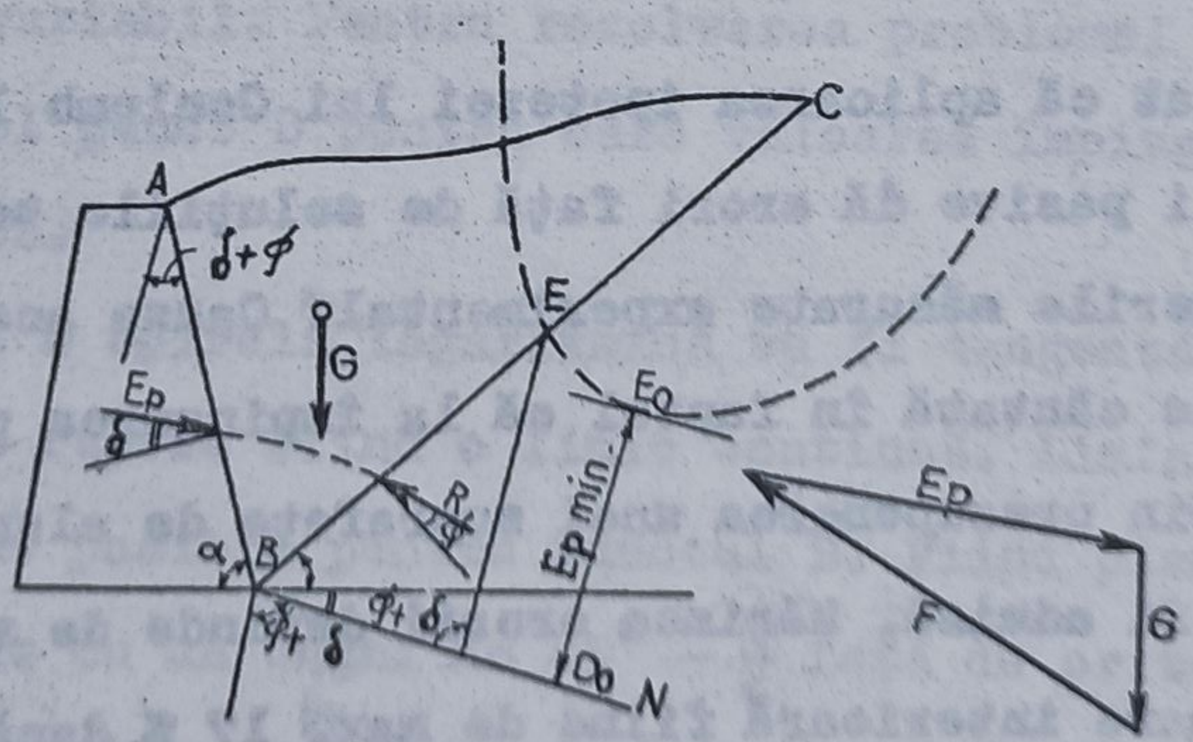


Fig.III.107 Metoda Culman aplicată la o împingere masivă.

aici φ şi δ au semnul minus. De asemenea trebuie avut în vedere şi faptul că la împingerea pasivă coeziunea duce la mărirea ei (la mărirea rezistenţei pămîntului).

In fig.III.107 se dă construcţia lui Oulmann pentru împingerea pasivă.

In fig. III.108 se dă construcţia lui Poncelet pentru determinarea împingerii pasive.

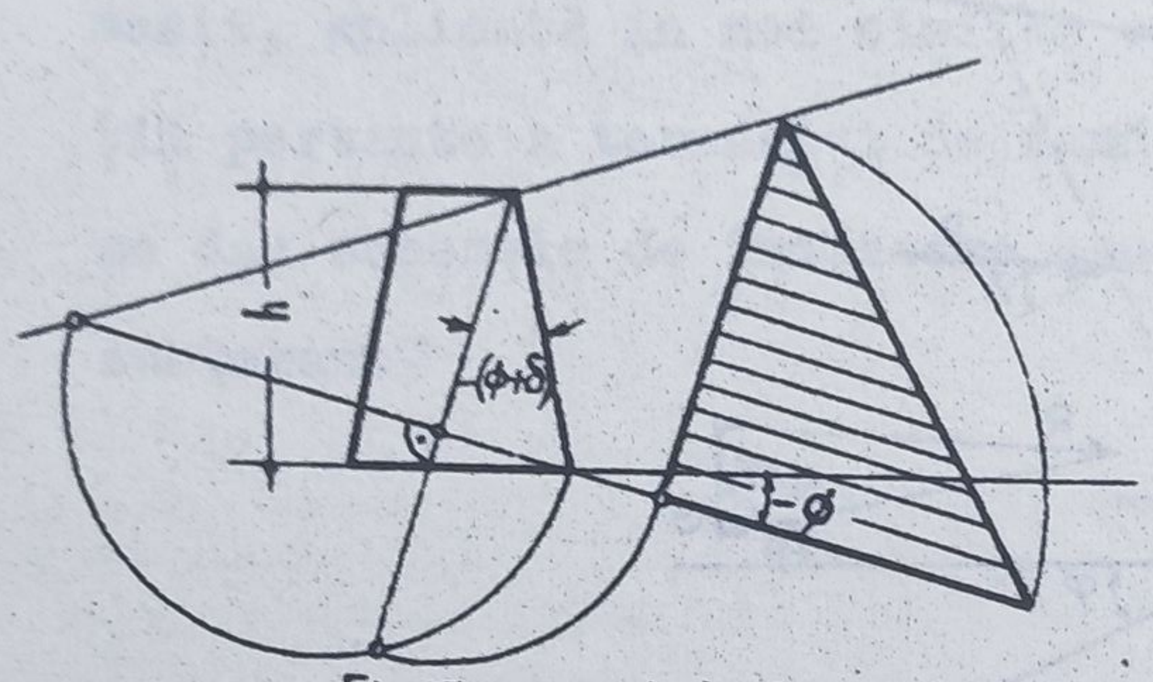


Fig.III.108. Metoda Poncelet.

Mărimea împingerii pasive pe cale analitică se poate determina cu relaţia

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_a h^2 K_p \qquad (III.38)$$

K_p este coeficientul de împingere pasivă şi are expresia (Tab. XX1)

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi - \alpha)}{\sin^2\theta \sin(\theta + \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta-\beta)}}\right]^2} \qquad (III.39)$$

S-a constatat că aplicarea ipotezei lui Coulomb la calculul mărimii împingerii pasive dă erori faţă de soluţiile teoretice exacte sau împingerile măsurate experimental. Cauza acestor diferenţe mari trebuie căutată în faptul că la împingerea pasivă, eroarea făcută prin presupunerea unei suprafeţe de alunecare plane, nu mai poate fi admisă. Mărimea erorii depinde de valoarea unghiului de frecare interioară fiind de max. 17 % dacă unghiul nu e mai mare de 16^0. Pentru unghiuri mai mari eroarea creşte foarte mult cu creşterea unghiului.

Aplicînd teoria lui Rankine mărimea împingerii pasive unitare se poate calcula cu expresia

$$e_p = (\gamma_a z + q)\, tg^2(45^0 + \frac{\varphi}{2}) + 2c\, tg(45^0 + \frac{\varphi}{2}) \qquad (III.40)$$

Avînd în vedere că în realitate linia de rupere diferă de o dreaptă, ea poate fi asimilată cu o linie compusă, alcătuită dintr-o porţiune curbă şi una dreaptă. Linia curbă care se adoptă de obicei este un arc de spirală logaritmică sau un arc de cerc.

In cazul unui zid de sprijin, care are în spate un teren orizontal neîncărcat, avînd în vedere forma teoretică a liniilor de alunecare, se consideră că în domeniul BDC este valabilă teorema lui Rankine (liniile de alunecare sînt drepte). In această situaţie se poate calcula pe baza acestei teorii mărimea împingerii pasive pe planul ED. (fig.III.109). Sînt posibile mai multe suprafeţe de alunecare, care trec prin pánctul A de unde rezultă că

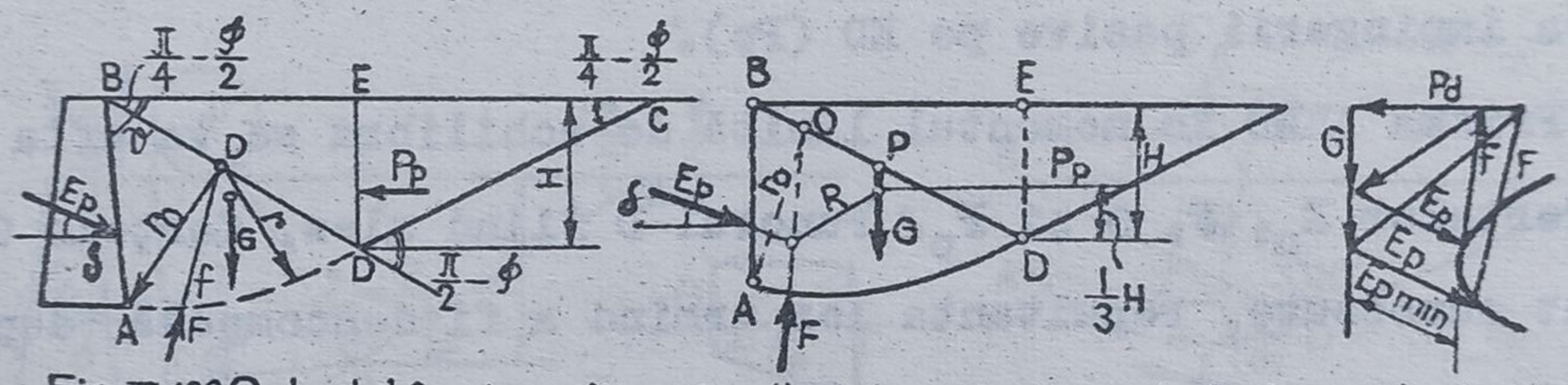


Fig.III.109 Calculul împingerii pasive (lunecare după o spirală logaritmică).

punctul D este variabil. Pentru rezolvarea problemei puse, va trebui găsit acel punct D pentru care valoarea împingerii pasive este cea mai mică.

In punctul D spirala logaritmică va fi tangentă la segmentul DC, linia de rupere fiind o linie continuă. Linia DC este planul de rupere posibil pentru punctul D. Fiind plan de rupere DC va fi înclinat cu un unghi de $45^{\circ} - \frac{\phi}{2}$ faţă de orizontală.

Conform proprietăţii spiralei logaritmice, toate reacţiunile unitare ale terenului situat sub linia de rupere vor trebui să treacă prin centrul O al spiralei, fiind înclinate în fiecare punct al spiralei cu unghiul $90^{\circ} - \phi$ faţă de tangentă. Dat fiind că segmentul CD este tangent la curbă în D şi că BD şi cu CD fac în acest punct un unghi de $90^{\circ} - \phi$, rezultă că BD reprezintă

direcţia unei raze vectoare deci polul O se va afla în mod obligatoriu pe segmentul BD.

Fixînd diferite poziţii ale centrului (polului) O, respectiv diferite raze vectoare iniţiale r_o (segmentul OA) se pot determina poziţiile punctului variabil D din relaţia

$$r = r_o \, e^{-\vartheta \operatorname{tg}\phi} \qquad \text{sau}$$

$$\overline{OD} = \overline{OA} \, e^{-\vartheta \operatorname{tg}\phi}$$

ϑ este unghiul AOD.

Din punctul D se duce o verticală pînă la intersecţia cu suprafaţa terenului şi se calculează prin teoria lui Rankine mărimea împingerii pasive pe ED (P_p).

Prizma ABED în momentul limită de echilibru se va afla supusă forţelor E_p, F, G şi P_p. Punctul D fiind ales, forţele G şi P_p sînt cunoscute, rezultanta lor urmînd a fi descompusă după direcţia F şi direcţia E_p. Direcţia E_p este cunoscută, iar direcţia forţei F va trebui să treacă prin intersecţia suportului vectorului rezultantei cu cea a suportului forţei E_p, şi prin punctul O.

Din poligonul forţelor se determină valoarea împingerii pasive E_p.

Variind poziţia polului O, obţinem diferite valori ale împingerii E_p, cea minimă fiind valoarea căutată.

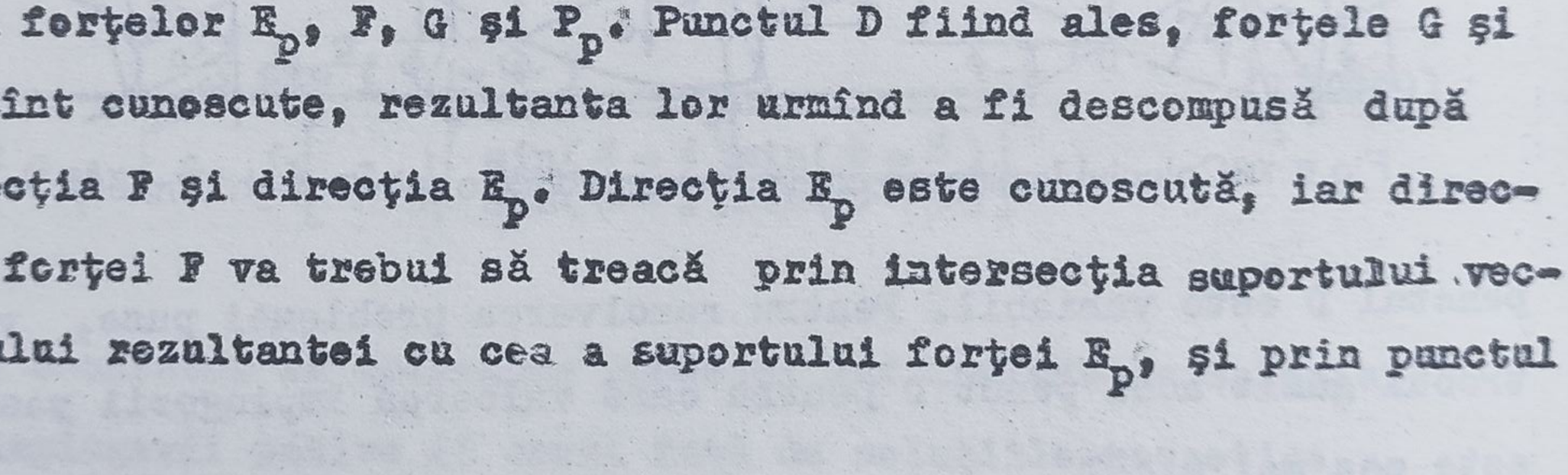


Fig. III 110. Teren cu suprasarcină (lunecare după o spirală logaritmică).

In cazul în care terenul este coeziv şi la suprafaţă acţionează o sarcină uniform distribuită, se poate determina împingerea pasivă, cu ajutorul următoarei metode aproximative (fig.III.llo):

Dat fiind unele dificultăţi legate de construcţia spiralei logaritmice, un procedeu mai puţin exact dar mai simplu constă în înlocuirea arcului de spirală logaritmică cu un arc de cerc.

Centrul O al porţiunii curbe a suprafeţei de rupere se determină punînd condiţia ca arcul de cerc AD să treacă prin punctul A şi să fie tangent la dreapta DC. Si aici punctul D se va lua variabil pentru determinarea lui $E_{p\,min}$.

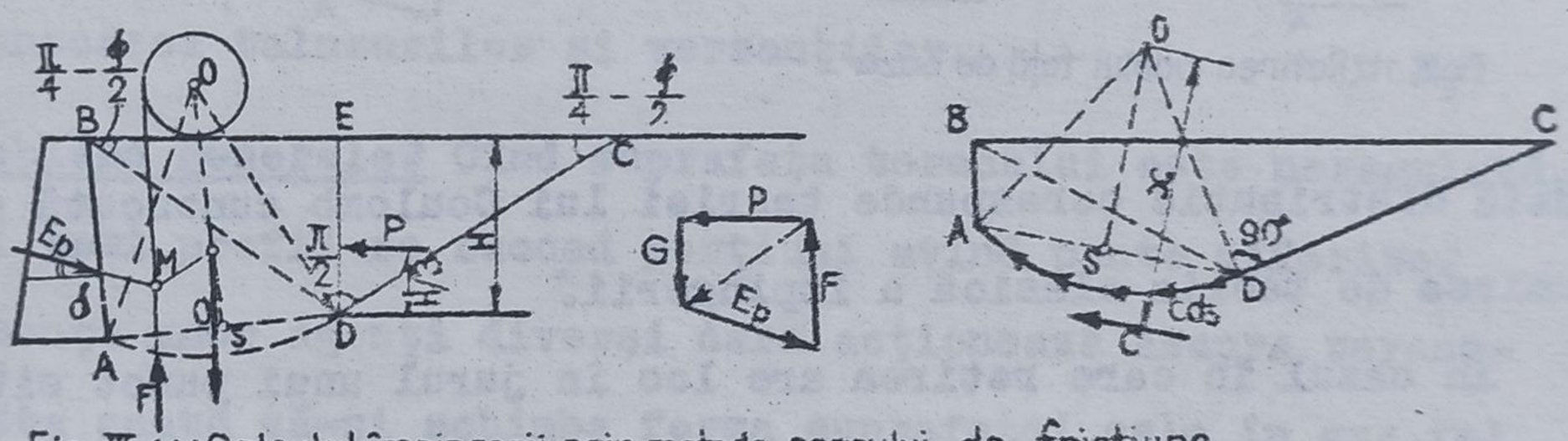


Fig. III.111 Calculul împingerii prin metoda cercului de frictiune.

Reacţiunea F a terenului, situat sub linia de rupere, va trebui să treacă prin punctul de intersecţie al direcţiei rezultantei forţelor G şi P_p şi al direcţiei forţei E_p şi să fie în acelaşi timp tangentă la un cerc concentric cu cel care conţine arcul de rupere dar având raza egală cu R sin ϕ (fig.III.111).

Din poligonul forţelor se va determina $E_{p\,min}$.

In cazul în care terenul este coeziv împingerea se determină mai uşor printr-un calcul grafico-analitic, luîndu-se momentele faţă de un punct în afara punctului M, situat pe suportul forţei F, Rezultanta forţelor de coeziune este la distanţa x faţă de punctul O. Distanţa aceasta se poate calcula cu expresia:

$$x = R \frac{AD}{AD}$$

AD este arcul $\overset{\frown}{AD}$

$\overline{AD}$ este coarda AD

Distribuţia împingerii pămîntului funcţie de deplasarea zidului. La calculul împingerii active s-a presupus că rotirea zidului de sprijin are loc în jurul marginei sale inferioare din spate. In acest caz distribuţia împingerilor a fost triunghiulară (fig.III.112). Ruperea masivului are loc după cum se arată în figură.

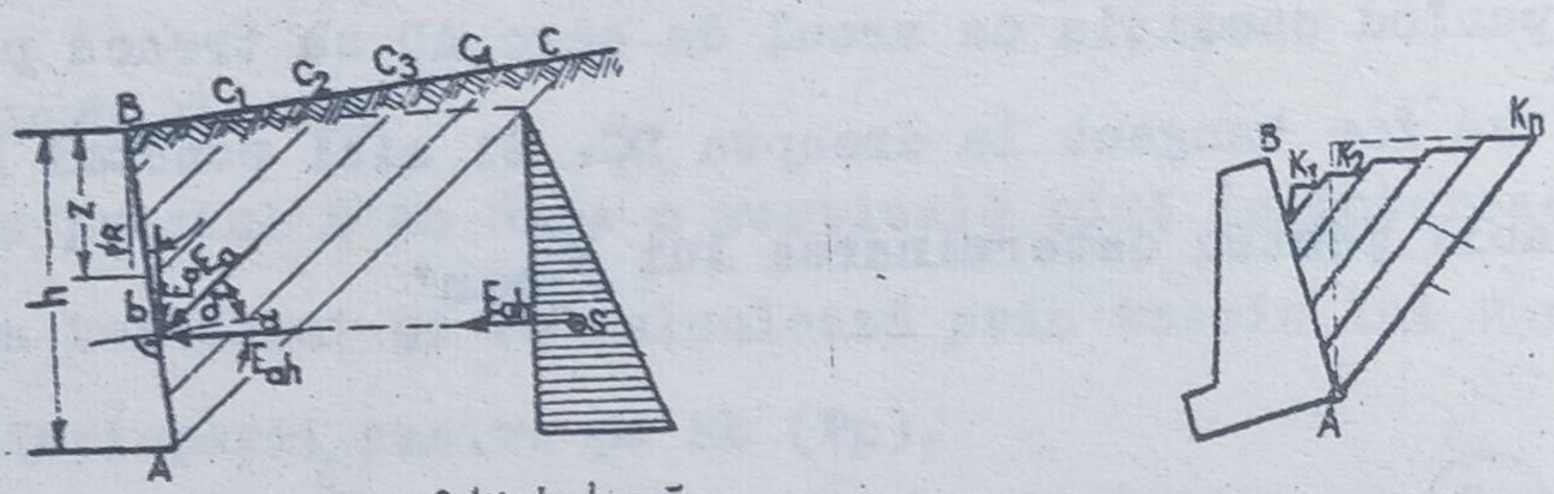


Fig.III.112.Rotirea zidului faţă de bază.

Această distribuţie corespunde teoriei lui Coulomb cunoscută sub denumirea de teoria clasică a împingerii.

In cazul în care rotirea are loc în jurul unui punct situat deasupra zidului ruperea masivului şi distribuţia împingerii sînt date în fig. III.113. La partea superioară a zidului, apare o împingere pasivă, iar la partea de jos o împingere activă deoarece în ansamblu în afară de zonele superioare, prizma de pămînt are tendinţa de a se deplasa în jos. Suprafaţa diagramei trebuie să fie

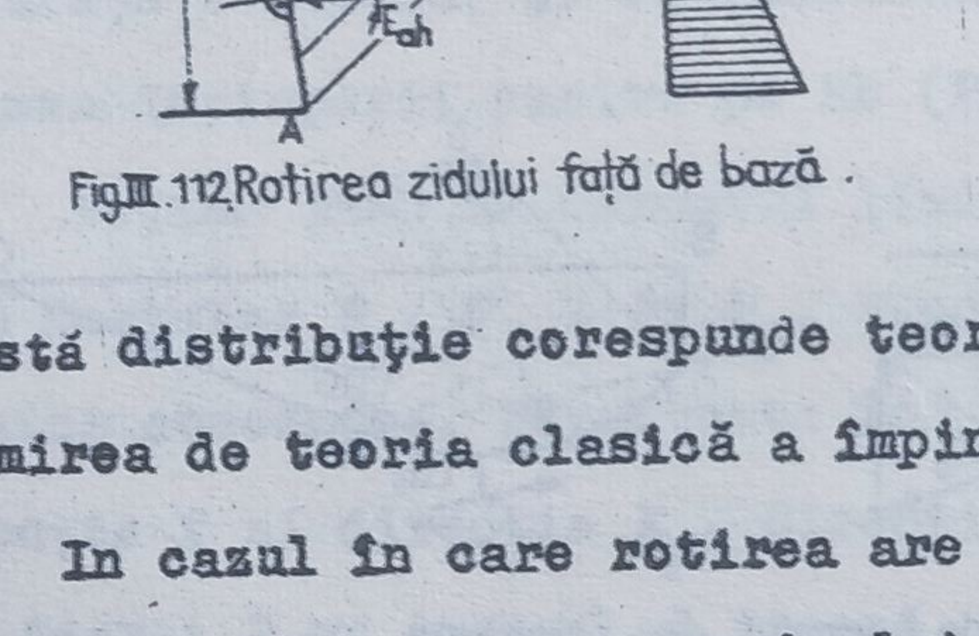


Fig.III.113.Rotirea zidului faţă de coronament.

echivalentă cu suprafaţa diagramei din primul caz, împingerea ca mărime fiind determinată de planul principal de rupere AC.

In cazul în care nu se formează decît planul principal de

rupere, ceea ce are loc în cazul unei translaţii a zidului de sprijin (fig.III.114) la partea superioară apare o împingere în stare de repaus iar la bază o împingere activă.

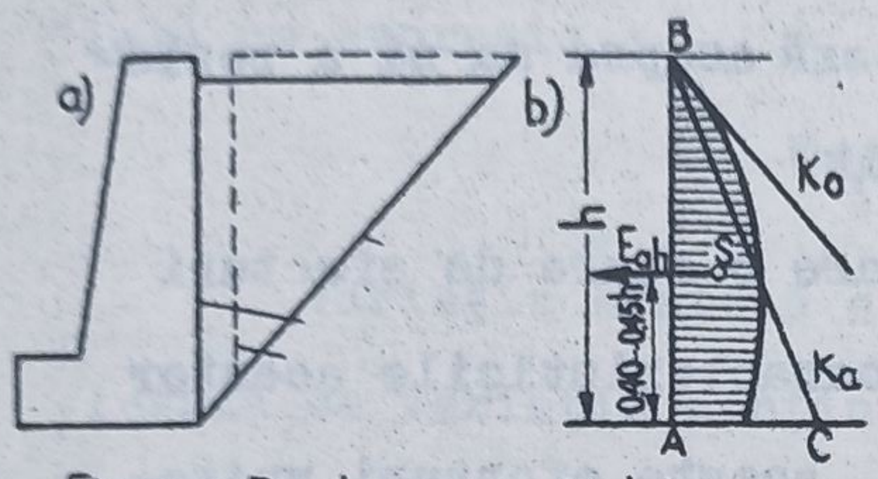


Fig.III.114 Deplasarea zidului.

Cazurile la care mişcarea diferă de cea avută în vedere la teoria clasică a împingerii pământului, ne dau ipoteze mai dezavantajoase de încărcare pentru zidul de sprijin deoarece rezultanta împingerilor este situată mai sus faţă de talpa sa decît în teoria clasică.

3. Alunecarea taluzurilor şi versanţilor.

<u>Probleme generale.</u> Cînd suprafaţa terenului este neregulată, în lungul unui profil se succed porţiuni avînd pante diferite. Sub influenţa unor agenţi diverşi care acţionează asupra terenului, acesta caută să-şi schimbe forma suprafeţei sale în aşa fel încît, noua poziţie să-i asigure o stabilitate mai mare.

Forma suprafeţei terenului poate lua naştere în urma unor fenomene naturale, sau în urma intervenţiei conştiente a omului.

S-a denumit taluz un plan avînd o înclinare oarecare faţă de orizontală şi care leagă două cote diferite. El poate fi de proveniență naturală sau artificială. Funcţie de lungimea sa poate fi împărţit în taluze propriu-zise sau pe scurt taluze, cînd lungimea nu este prea mare şi versanţi sau taluze de lungime practic infinită cînd lungimea sa depăşeşte cu mult lungimea din primul caz.

O problemă importantă în practică este aprecierea gradului de stabilitate a acestor taluze şi dimensionarea lor în aşa fel încît ele să nu-şi piardă stabilitatea pe tot timpul exploatării

lor, indiferent de variaţiile ce apar în condiţiile ce-l caracterizează la un moment dat.

Hotărîtoare în asigurarea stabilităţii taluzului sînt înclinarea pe care o are faţă de un plan orizontal şi forma sa.

Un taluz îşi poate pierde stabilitatea datorită unei variaţii în intensitatea forţelor care acţionează asupra sa şi a rezistenţei materialului din care este alcătuit.

Sub acţiunea forţelor, în taluz apare o stare de efecturi unitare, a căror mărime este funcţie de caracteristicile acestor forţe. In momentul în care într-un punct, aceste eforturi unitare depăşesc rezistenţa materialului din care este alcătuit talusul, apare aici o rupere prin alunecare; această stare de rupere poate fi provocată fie de creşterea solicitărilor, fie de scăderea rezistenţei materialului din taluz, fie din îmbinarea ambelor cauze.

Forţele care acţionează asupra taluzelor sînt: forţa gravitaţională, forţa de antrenare hidrodinamică, cutremurele de pămînt. Forţa gravitaţională poate proveni din greutatea proprie a materialului taluzului sau şi din suprasarcini.

Forţa gravitaţională se reflectă în greutatea specifică aparentă a pămîntului din care este alcătuit taluzul. Variaţie greutăţii specifice aparente este influenţată mai ales de variaţia umidităţii, deoarece la un pămînt cu o structură dată, greutatea specifică a scheletului mineral şi porozitatea pot fi considerate constante.

Cea mai redusă greutate specifică aparentă o are un pămînt uscat

$$\gamma_d = \gamma_s(1 - n)$$

Un pămînt avînd o umiditate naturală w, are o greutate specifică aparentă.

$$\gamma_a = \gamma_s(1 - n)(1 + w)$$

Dacă pămîntul este saturat , greutatea specifică aparentă va fi $\gamma_{sr} = \gamma_s (1- n) + n \gamma_w$.

In condiţiile în care pámîntul este submersat , greutatea specificá aparentá suferá o scádere sensibilá ea putînd fi calculată cu expresia :

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) .$$

Variaţia arátată a greutáţii specifice aparente este deci legată de variaţia conţinutului de apă din pământ, care la rîndul ei este influenţată de modul în care cad precipitaţiile în timpul anului.Saturarea pământurilor are loc de obicei primăvara prin topirea zăpezilor şi în tpamnele ploioase.

Creşterea greutáţii masivului de pământ poate fi provocată şi de scăderea nivelului apelor subterane, dispărînd astfel fenomenul de subpresiune a apei. Acest efect este deosebit de accentuat la pământuri permeabile. La pámînturi puţin permeabile , scáderea nivelului apei subterane măreşte la maximum grosimea straturilor supuse presiunii capilare.

Valoarea presiunii capilare se poate deduce cu relaţia :

$$p_c = \gamma_w h_c \alpha .$$

α - un coeficient ce depinde de gradul de umplere cu apá a golurilor din pământ, în subzona capilará şi este egal cu $\alpha = 0,6$.

Forţa de antrenare hidrodinamică se manifestă într-un masiv de pământ în care avem un curent de apă .Ea este o forţá de volum, dirijată după tangentele la liniile de curent , şi se poate calcula pe unitatea de volum cu expresia

$$p_{hd} = \gamma_w . i$$

Dacá ne referim la unitatea de volum din pământul respectiv

$$p_{hd} = n \gamma_w . i$$

Forţa de antrenare hidrodinamică este deosebit de periculoasă la nisipurile fine.

Gradientul hidraulic creşte spre baza taluzului precum şi în cazul unor ploi abundente cînd suprafaţa apei subterane devine mai înclinată, ceea ce provoacă o creştere a gradientului hidraulic şi deci o mărire a forţei de antrenare hidrodinamică.

Forţa seismică ce acţionează asupra unui taluz se consideră aplicată în centrul de greutate al masivului care îşi pierde stabilitatea . Valoarea ei se obţine înmulţind masa acestui masiv cu acceleraţia mişcării seismice. Direcţia ei se ia de obicei orizontală.

Rezistenţa pământului din care este alcătuit taluzul este determinată de indicii săi de rezistenţă la forfecare.

In apropierea suprafeţei terenului această rezistenţă variază mult funcţie de anotimp, o influenţa mare avînd aici ploile, insolaţiile, îngheţul şi desgheţul . La o adîncime mai mare această variaţie se atenuiază.

Indicii rezistenţei la forfecare fiind puternic influenţaţi de prezenţa apei, valoarea lor va trebui luată în corespondenţă cu ipoteza de calcul reală, cea mai defavorabilă.

La deplasările din suprafaţă se opun şi rădăcinile plantelor şi iarna îngheţarea terenului.

In momentul în care eforturile unitare tangenţiale depăşesc într-un punct rezistenţa pământului, în el apare ruperea .Din cauza ruperii, zonele vecine preiau surplusul de eforturi unitare apărînd o redistribuire a acestora, care , dacă nu sînt asigurate condiţiile de rezistenţă în total, duce la o rupere progresivă , Punctele de rupere se îndesesc , suprafeţele locale de rupere se racordează unele cu altele şi apare o suprafaţă continuă pe care masivul situat deasupra ei se deplasează în sensul de acţiune

a componentei spre aval a greutăţii sale pînă ce îşi găseşte o nouă poziţie de echilibru.

Suprafaţa pe care are loc deplasarea poartă denumirea de suprafaţă de alunecare. In realitate ea nu este o suprafaţă ci o zonă de.o anumită grosime , în care a fost depăşită rezistenţa la forfecare a terenului.

Forma pe care o are această suprafaţa de alunecare este de mare importanţă în calculele ce se fac pentru verificarea stabilităţii masivului de pămînt.

Din practică s-a constatat că suprafaţa poate fi aproximată cu o suprafaţă cilindrică avînd ca directoare o curbă oarecare,

Forma acestei suprafeţe , depinde foarte mult de gradul de omogenitate al taluzului. In cazul în care el este alcătuit din straturi eterogene, forma suprafeţelor de alunecare depinde de proprietăţile pămînturilor ce alcătuiesc stratificaţia.

Dacă stratul de bază este stîncă sau un material avînd o rezistenţă mare , planul de alunecare este determinat de linia de separaţie a celor două straturi.

Pentru verificarea stabilităţii taluzului se pot aborda următoarele două căi.

- Rezolvarea teoretică a problemei , pornind de la ecuaţiile de echilibru limită, şi condiţiile de contur specifice problemei analizate.

- Un studiu static al echilibrului general al masivului, presupunînd în mod anticipat o anumită formă pentru directoarea suprafeţei de alunecare, denumită în mod curent linie de alunecare . Se presupune că linia de alunecare se produce în mod instantaneu în toată masa de pămînt.

Prima cale dă soluţii exacte , poate fi aplicată însă numai la un masiv omogen şi izotrop.

Calea a doua poate fi aplicată la condiţii foarte variate, deoarece în cadrul ei se poate ţine seama de stratificaţia din taluz, de diferite sarcini exterioare care acţionează asupra taluzului, de acţiunea hidrodinamică a apei şi de sarcinile seismice.

Soluţiile reprezintă rezolvări aproximative ale problemei, însă prodedeul are o adaptabilitate mult mai mare la condiţiile reale din practică.

Formele cele mai des utilizate de linii de alunecare sînt: linii drepte

- linii poligonale
- arce de cerc
- spirale logaritmice

<u>Rezolvarea teoretică a problemei.</u> Pornind de la ecuaţiile de echilibru limită şi punînd condiţiile limită corespunzătoare , V.V.Sokolovschi a determinat forma pe care trebuie să o aibe un taluz stabil (fig.III.115) precum şi forma liniilor de alunecare.

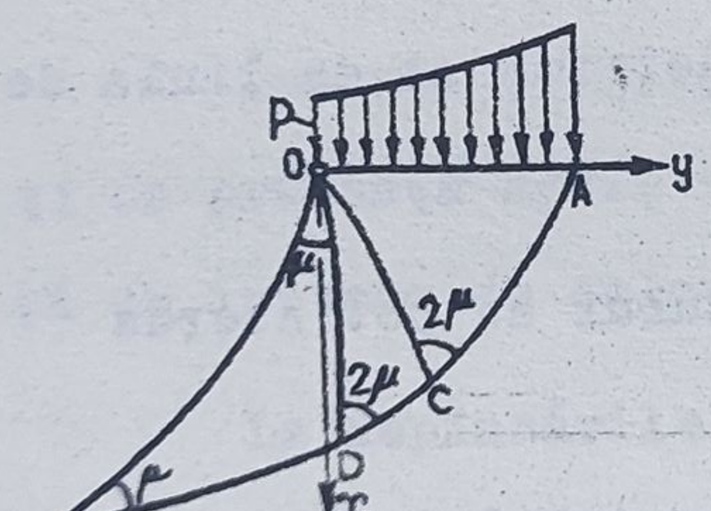


Fig.III.115 Linii de alunecare la masiv cu greutate

In această situaţie suprasarcina poate avea o formă curbilinie cu ordonate din ce în ce mai mari cu creşterea distanţei de la marginea superioară a taluzului.

Unghiul 2μ, reprezintă unghiul constant pe care-l fac liniile de alunecare între ele, şi care are valoarea $\frac{\pi}{2} - \phi$.

Cînd sarcina la partea superioară este uniformu distribuită, arcul AC se transformă într-o linie dreaptă.

In cazul în care nu se ia în considerare greutatea masivului, şi sarcina la partea superioară este uniform distribuită, în zonele AOC şi BOD liniile de alunecare sînt linii drepte ce se taie sub un unghi de $90^{\circ} - \phi$ iar în zona COD, ele sînt linii

drepte concurente în punctul O şi arce de spirală logaritmică (fig.III.116) .

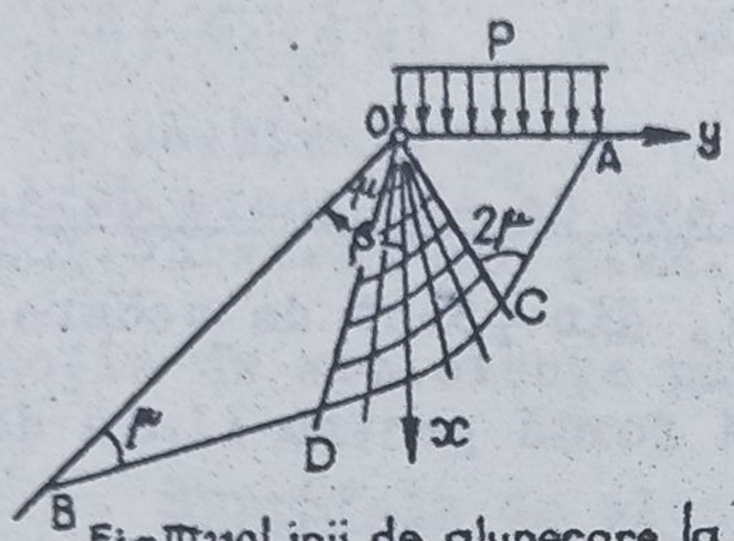


Fig.III.116 Linii de alunecare la masiv lipsit de greutate

Folosind metoda integrării numerice V.V.Sokolovschi a rezolvat problema, determinînd forma taluzului stabil, pentru diferite valori ale unghiului de frecare interioară ϕ .

Acest taluz are la partea superioară o porţiune verticală avînd o înălţime,

$$h = \frac{2\,c\,\cos\phi}{\gamma_a(1-\sin\phi)}$$

Dacă cunoaştem greutatea specifică a pământului şi indicii lui de forfecare , folosind coordonatele relative $z' = \frac{z}{c}\gamma_a$ şi $y' = \frac{y}{c}\gamma_a$, se poate construi taluzul cu profil stabil .

In fig.III.117 se dă forma taluzelor stabile funcţie de valoarea unghiului de frecare interioară.

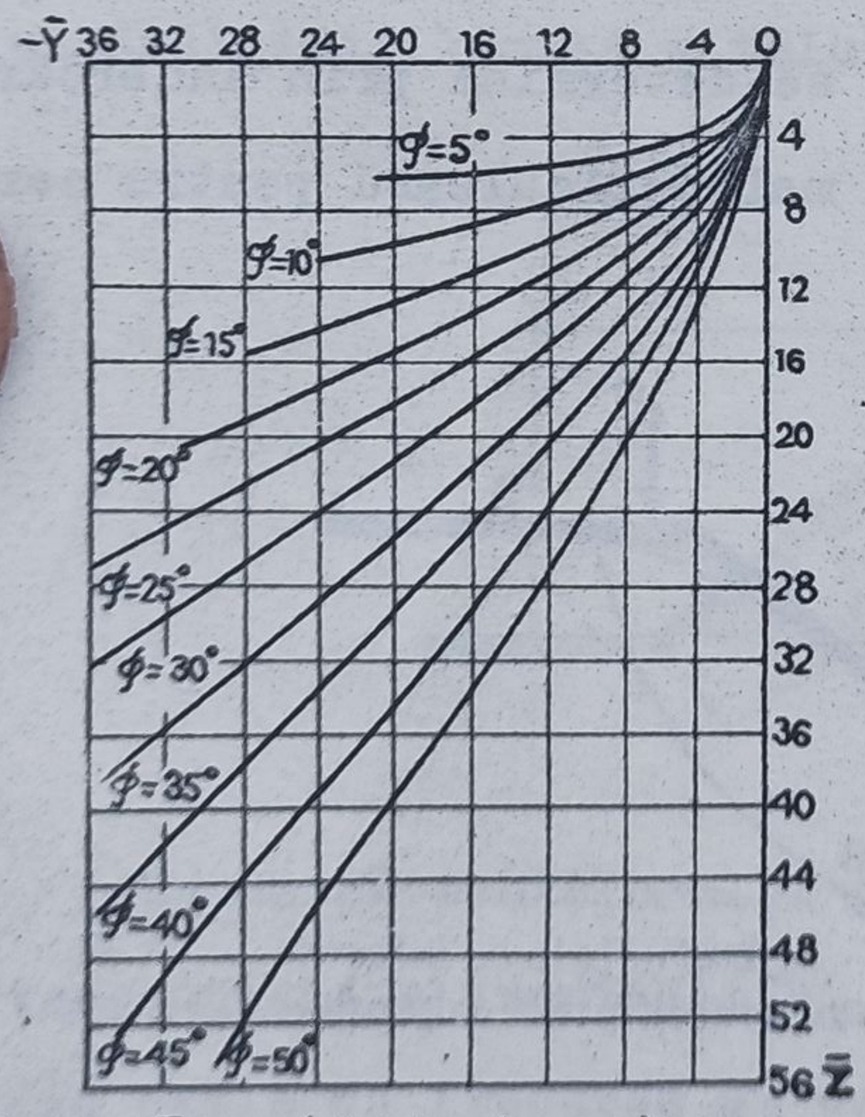


Fig.III.117 Forme taluzului de egală stabilitate

Se observă că pe măsură ce taluzul este mai înalt unghiul de la baza lui este mai scăzut , apropiindu-se de unghiul de frecare interioară .

Dacă taluzul are o supraîncărcare uniform distribuită el are o formă stabilă, plană dacă suprasarcina nu depăşeşte valoarea

$$p = c\,\mathrm{otg}\,\phi\left[\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\,e^{(\pi-2\phi)\mathrm{tg}\phi} - 1\right]$$

Pentru valori mai mari taluzul devine curbiliniu, şi forma lui se schimbă cu creşterea valorii supradarcinei. Pentru un teren

ideal necoeziv, taluzul se obţine plan.

In practică pentru a obţine prin această metodă forma unui taluz de un coeficient de siguranţă dat , se introduc în calcul, indicăi rezistenţei la forfecare , împărţiţi la valoarea acestui coeficient de siguranţă.

Calculul taluzului pentru o suprafaţă de alunecare dată.

Studiul echilibrului general al masivului, din punct de vedere static , se poate face admiţînd o anumită formă pentru linia de alunecare.

In mod obişnuit elementele cunoscute pentru rezolvarea problemei sînt: greutatea specifică aparentă a materialului din care este alcătuit taluzul, eventuale sarcini exterioare , unghiul de frecare interioară , coeziunea şi forma taluzului . Calculul are caracterul unui calcul de verificare prin care se verifică gradul de siguranţă al taluzului.

Situaţia cea mai defavorabilă se determină prin încercări, stabilindu-se linia de alunecare cea mai periculoasă pentru care gradul de siguranţă este minim.

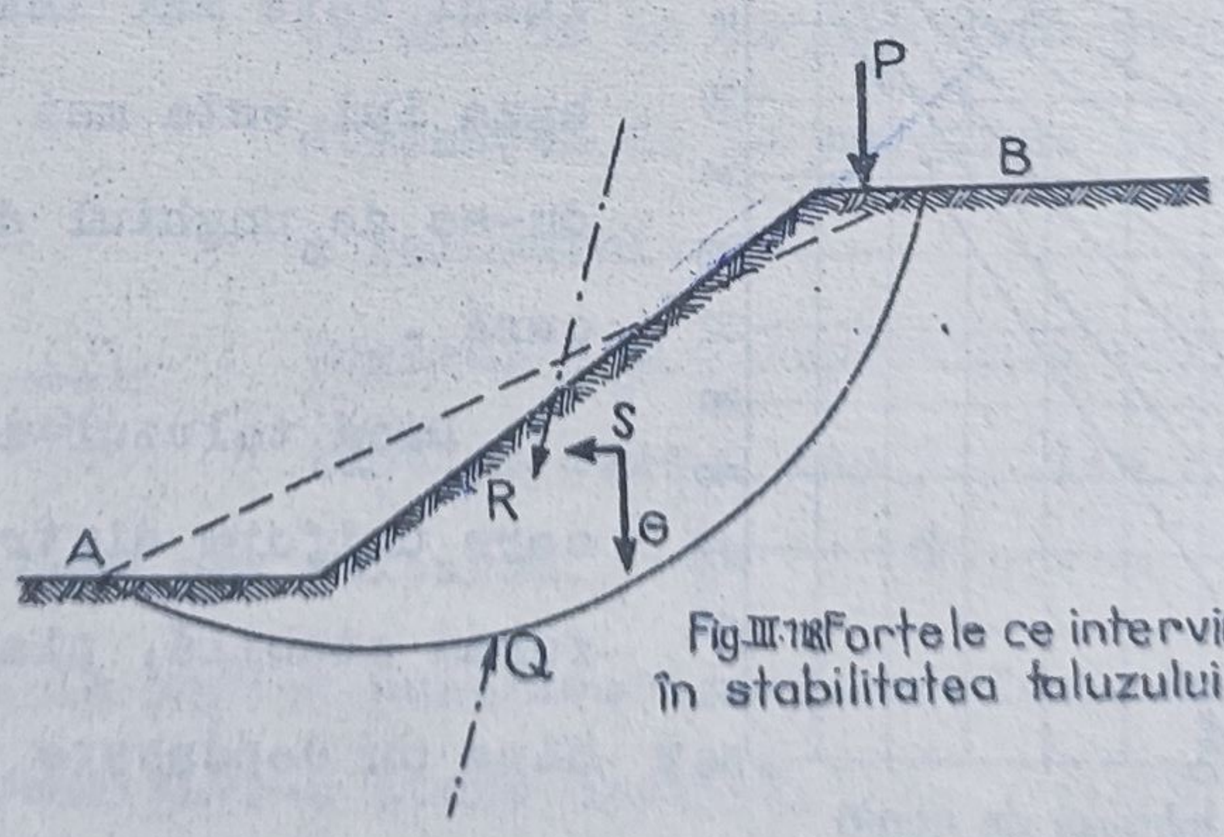


Fig.III.11 Fortele ce intervin în stabilitatea taluzului.

Greutatea masivului, presupus că alunecă pe curba AB, combinată cu celelalte sarcini(suprapresiuni, sarcina seismică, etc) dă o rezultantă R . Reacţiunea terenului Q trebuie să fie egală cu R , de sens contrar şi coliniară . Ea are drept

componente forţa de frecare şi coeziunea ce se dezvoltă în lungul arcului AB (fig.III.118).

Stabilitatea va fi asigurată dacă sînt asigurate condiţiile $[\vec{R}] \leq |\overleftarrow{Q}|$ şi $M_R \leq M_c + M_F$. Momentele rezultantei M_R a coeziunii M_c şi a frecării totale M_F se iau faţă de un punct oarecare din plan. Rezultă că gradul de siguranţă este funcţie de rezistenţa pămîntului în lungul arcului AB.

<u>Suprafaţa de alunecare plană.</u> Folosirea unei linii de alunecare sub forma unei drepte sau a unei linii poligonale, introduce cea mai mare aproximaţie în calcul. La folosirea unei linii poligonale, trebuie introduse ipoteze simplificatoare pentru ca problema să die determinată.

Pornind de la ipoteza lui Coulomb (suprafeţe plane de alunecare) Winkler şi Français au stabilit o relaţie pentru calculul înălţimii limită a taluzului (fig.III.119).

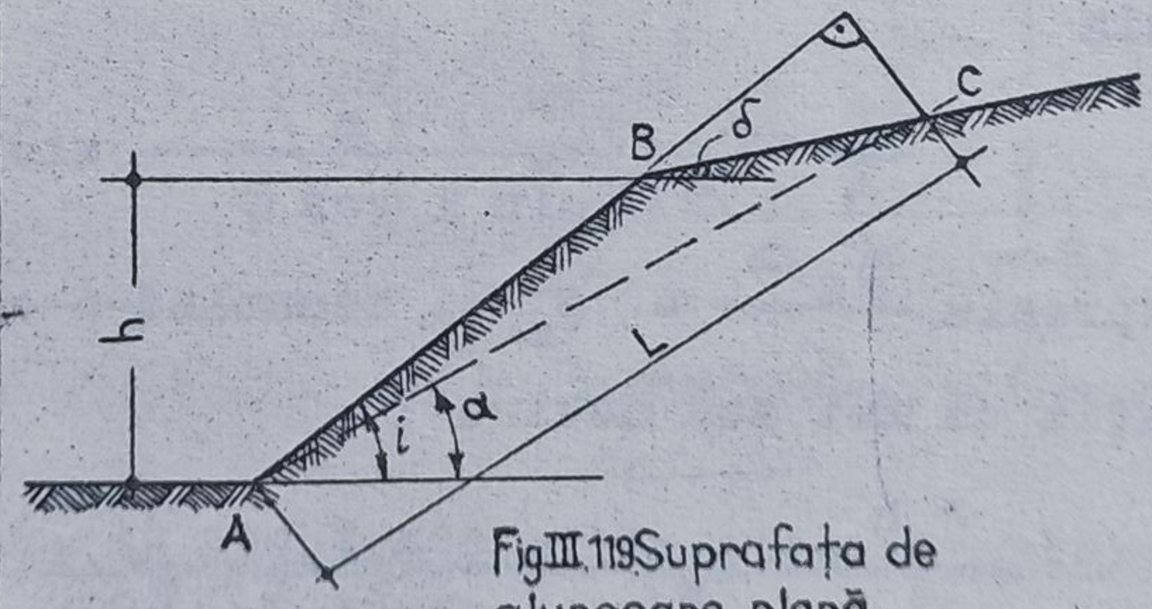


Fig.III.119 Suprafaţa de alunecare plană.

In cazul echilibrului prizmei de pămînt ABC, componenta tangenţială a greutăţii ei, paralelă cu planul AC, va trebuie să fie egală cu frecarea şi coeziunea ce se dezvoltă în acest plan. Putem scrie ecuaţia de echilibru.

$$G \sin \alpha = G . \cos \alpha \ tg \phi + C . L .$$

Coeziunea C s-a presupus uniform distribuită în lungul planului A.C.

Greutatea prizmei de pămînt este:

$$G = \frac{l}{2}\ \gamma_a\ \frac{h}{\sin i}\ L \sin(i - \alpha)$$

Introducînd expresia lui G în ecuaţia de echilibru şi grupînd termenii obţinem expresia:

$$\frac{l}{2}\ \gamma_a\ \frac{h}{\sin i \cos\phi}\ \sin(i-\alpha)\sin(\alpha-\phi)=C$$

Dacă avem în vedere că unghiul α este variabil, va trebui să determinăm valoarea lui pentru care membrul 1 al expresiei , devine maxim. In această situaţie va fi mobilizată toată valoarea coeziunii, iar pentru valori mai mici , nu va fi necesară mobilizarea întregii coeziuni disponibile în pământul din care este alcătuit taluzul .

Derivînd expresia coeziunii necesare pentru echilibru şi anulînd-o obţinem pentru valoarea unghiului α expresia:

$$\alpha = \frac{i + \phi}{2}$$

Introducînd această valoare în relaţia coeziunii necesare se obţine expresia :

$$C = \frac{1}{2}\ \gamma_a\ \frac{h}{\sin i \cos\phi}\ \sin^2\left(\frac{i - \phi}{2}\right)$$

Notînd expresia $\frac{\gamma_a h}{c} = N_s$ şi denumind-o coeficient de stabilitate relaţia de mai sus devine :

$$\frac{\gamma_a h}{c} = N_s = \frac{\sin i \cos\phi}{\sin^2\left(\frac{i - \phi}{2}\right)}$$

sau exprimînd semidiferenţa unghiurilor de la numitor prin diferenţa lor obţinem :

$$\frac{\gamma_a h}{c} = N_s = \frac{4 \sin i \cos\phi}{1 - \cos(i - \phi)} \qquad (III.41)$$

Se observă că, fiind date coeficientul de stabilitate , şi unghiul de frecare interioară, se poate calcula unghiul stabil al taluzului i.

Rezolvînd ecuaţia III.41 în raport cu i , obţinem :

$$\operatorname{ctg} i = a\operatorname{ctg}^2\phi - \sqrt{(a^2\operatorname{ctg}^2\phi - 1)(\operatorname{ctg}^2\phi + 1)} \qquad \text{(III.42)}$$

în care $a = \frac{4c}{\gamma_a h} + \operatorname{tg}\phi$.

Pentru c = 0 rezultă $\operatorname{tg} i = \operatorname{tg}\phi$. , iar pentru $\phi = 0$, $i = \frac{\pi}{2}$, $h = \frac{4c}{\gamma_a}$.

Reprezentînd înălţimea taluzului funcţie de unghiul de înclinare $\beta = i$, obţinem o parabolă denumită parabola lui Culmann (fig.III.12o).

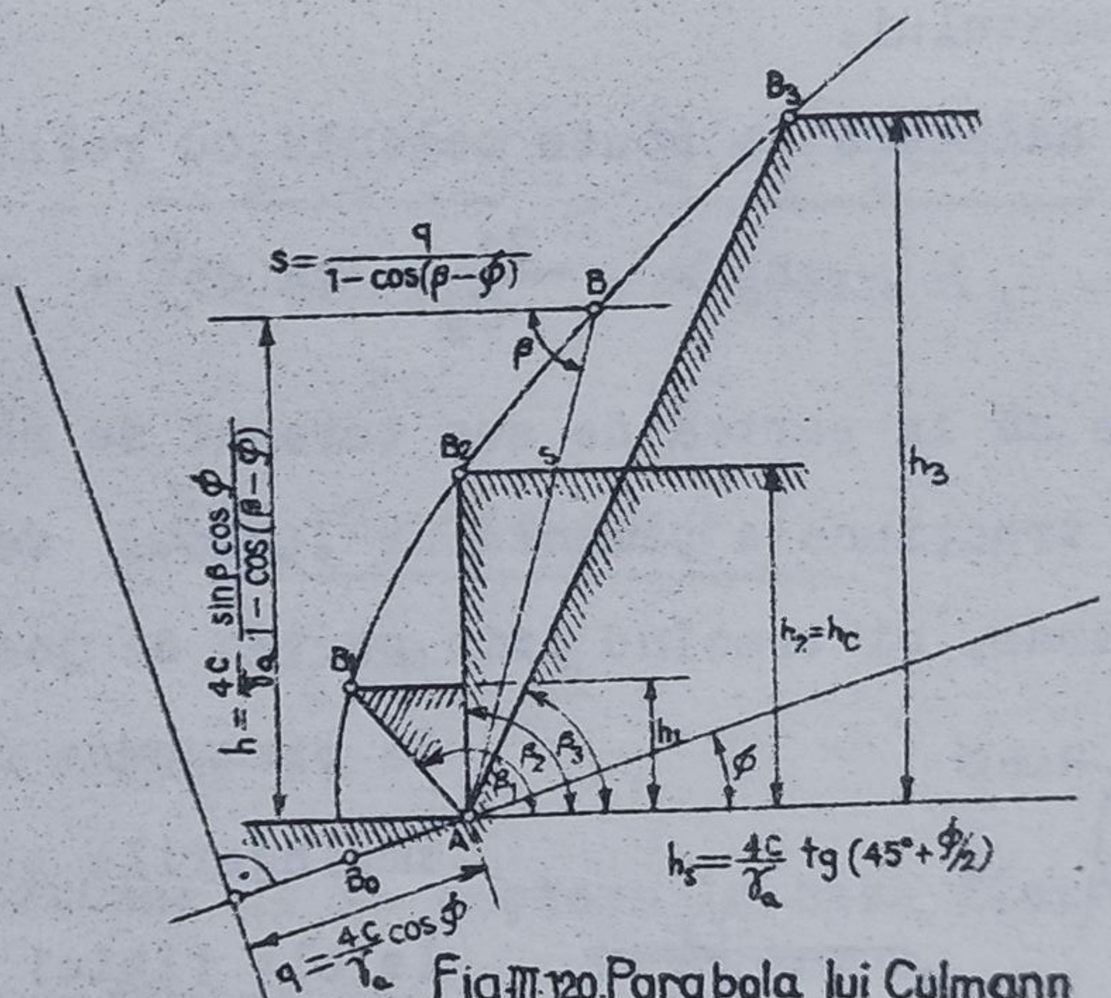


Fig.III.12o. Parabola lui Culmann

<u>Suprafeţe de alunecare cilindrice circulare.</u> Analizîndu-se forma suprafeţei de alunecare cu ocazia distrugerii unui chei la Göteborg în 1916 , s-a ajuns la concluzia că se apropie foarte mult de o suprafaţă cilindrică .

Bazat pe această observaţie au fost elaborate o serie de metode de calcul analitice şi grafice care presupun în plan vertical o linie de alunecare sub forma unui arc de cerc.

Metodele folosite pot fi împărţite în următoarele grupe mari :

- Metode care consideră echilibrul unor volume elementare verticale , numită şi metoda fîşiilor;
- Metode care consideră echilibrul ansamblului.

Metoda fîşiilor.

In cadrul primei grupe se citează metoda elaborată de prof. W.Fellenius , cunoscută şi sub denumirea de metoda suedeză.

Se presupune că masivul se împarte în fîşii verticale suficient de înguste , studiindu-se echilibrul fiecărui din aceste volume elementare.

Prima fîşie se notează cu 1 şi înălţimea ei se determină avînd în vedere adîncimea fisurii ce poate să apară la partea superioară a versantului.

Această adîncime se poate calcula cu relaţia :

$$h_c = \frac{2c}{\gamma a} tg(45^\circ + \frac{\Phi}{2}).$$

considerîndu-se că la partea de sus terenul se rupe prin depăşirea rezistenţei la tracţiune a pămîntului .Cercul de rupere se duce în mod arbitrar, el trecînd prin partea de jos a crăpăturii.

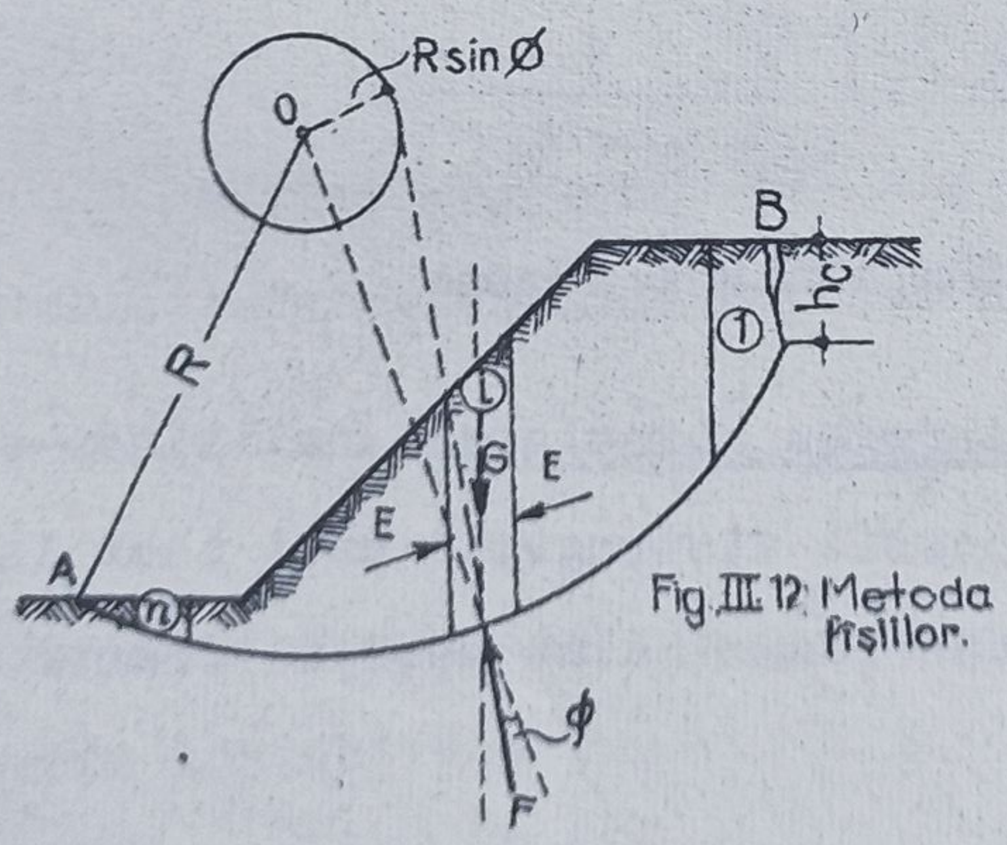


Fig.III.12 Metoda fişiilor.

Se presupune de asemenea că împingerile pe feţele verticale ale fîşiei sînt coliniare , egale şi de sens contrar, ceea ce nu introduce erori prea mari dacă fîşiile sînt suficient de înguste.(fig.III.121).

Greutatea G a fîşiei este echilibrată de reacţiunea terenului. Reacţiunea terenului se presupune că este compusă din două componente , una reprezentînd reacţiunea datorită frecării din planul de alunecare , iar cealaltă efectul coeziunii din acel plan.(fig.III.122)

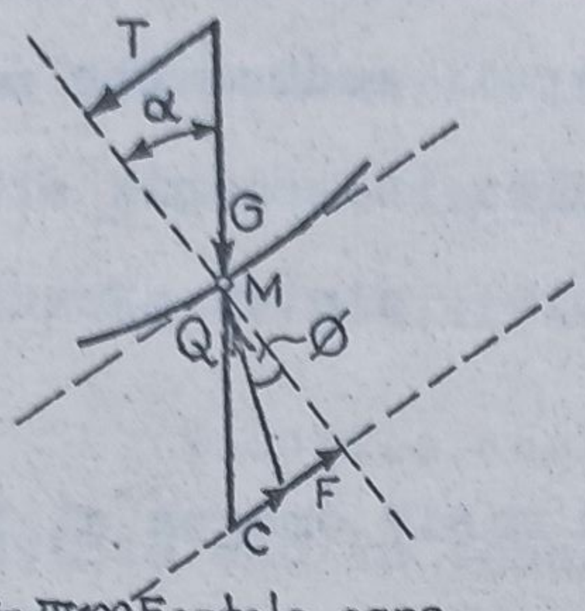


Fig. III.22 Forţele care îşi fac echilibru.

Felenius defineşte drept grad de siguranţă la alunecare a taluzului după cercul considerat , raportul dintre momentul forţelor care asigură stabilitatea şi momentul forţelor care produce alunecarea lui, luate ambele faţă de centrul de rotaţie O.

$$S = \frac{M_s}{M_r}$$

Se observă că forţele care asigură stabilitatea unei fîşii sînt C şi F iar cea care produce alunecarea este T. Explicitînd valorile forţelor şi luînd în consideraţie toate fîşiile , se obţine relaţia :

$$S = \frac{\sum G_i \sin \alpha_i \cdot R}{\sum G_i \sin \alpha_i R} = \frac{\sum (C_i + F_i) R}{\sum G_i \sin \alpha_i R} = \frac{\sum (C_i + N_i \operatorname{tg} \phi)}{\sum G_i \sin \alpha_i} =$$

$$= \frac{\sum (C_i + G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi)}{\sum G_i \sin \alpha_i}$$

In această relaţie :

C_i este coeziunea ce ia naştere la baza fîşiei i

G_i - greutatea fîşiei i

α_i - unghiul dintre verticala prin centrul O şi normala la mijlocul bazei fîşiei i

In metoda suedeză se presupune că există o repartiţie uniformă a coeziunii în lungul liniei de alunecare aşa că se poate scrie $C_i = C \cdot \Delta S_i$

ΔS_i - este lungimea arcului de la baza fîşiei i

In final relaţia capătă forma :

$$S = \frac{\sum (G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi + C \Delta S_i)}{\sum G_i \sin \alpha_i} \qquad (III.43)$$

Cercul ales iniţial, fiind arbitrar , s-ar putea să existe şi alte cercuri care să dea un grad de siguranţă mai redus. Din acest motiv, problema trebuie rezolvată prin mai multe încercări, alegîndu-se arcul de alunecare cel mai defavorabil , pentru care obţinem gradul de siguranţă minim .

Metoda arătată este valabilă pentru un masiv omogen şi în care nu există un nivel liber al apei subterane . Pentru a reduce numărul de încercări s-au imaginat diferite procedee care permit determinarea mai uşoară a condiţiilor de stabilitate.

Astfel M.N. Goldstein , luînd în considerare fîşii de aceeaşi lăţime , şi avînd înălţimi medii h_m, a exprimat greutatea unei fîşii prin relaţia :

$$G_i = b\, h_{im}\, \gamma_a$$

De asemenea asimilînd arcul de cerc de la baza fîşiei cu coarda corespunzătoare, a înlocuit ΔS_i cu valoarea apropiată

$$\Delta S_i \simeq \frac{b}{\cos \alpha_i}$$

Făcînd înlocuirea în relaţia III.43 a obţinut expresia :

$$S = tg\phi \frac{\sum h_{mi} \cos \alpha_i}{\sum h_{mi} \sin \alpha_i} + \frac{c}{\gamma_a} \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum h_{mi} \sin \alpha_i}$$

Notînd

$$\frac{\sum h_{mi} \cos \alpha_i}{\sum h_{mi} \sin \alpha_i} = A, \; tg\,\phi = f \text{ şi}$$

$$\frac{c}{\gamma_a} \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum h_{mi} \sin \alpha_i} = \frac{B}{h}$$

se obţine relaţia :

$$S = f \cdot A + \frac{c}{\gamma_a h} B. \qquad (III.44)$$

A şi B sînt coeficienţi care depind de dimensiunile geometrice ale prizmei care alunecă şi de faptul dacă *alunecarea se face* prin piciorul taluzului (alunecare prin piciorul taluzului)sau dincolo de piciorul taluzului (alunecare de bază).

Valorile coeficienţilor A şi B funcţie de parametrii arătaţi se dau în tabele. (Tab. XXII)

In această metodă parametrii rezistenţei la forfecare ϕ şi c se vor lua ţinînd seama de posibilitatea umezirii pămîntului , gradul de siguranţă minim fiind cuprins între 1,5 şi 2,0.

In cazul unui teren neomogen se va introduce în calcul un unghi de frecare mediu şi o coeziune medie.

$$c_m = \frac{c_1h_1+c_2h_2+\dots c_nh_n}{h_1+h_2+\dots h_n} \qquad f_m = \frac{f_1h_1+f_2h_2+\dots f_nh_n}{h_1+h_2+\dots h_n}$$

In scopul simplificării problemei s-au întocmit grafice ajutătoare . Ele se bazează pe relaţia III.43 în care se explicitează fie $\frac{c}{\gamma_a h}$, denumit indice de stabilitate fie $\frac{\gamma_a h}{c}$, denumit coeficient de stabilitate.

$$\frac{c}{\gamma_a h} = \frac{S - f.A}{B} \qquad \frac{\gamma_a h}{c} = \frac{B}{S - f.A} \quad \text{sau}$$

$$\frac{c}{\gamma_a h} = F(\alpha, \phi) \qquad \frac{\gamma_a h}{c} = F'(\alpha, \phi).$$

Cunoscînd maximile funcţiei $F(\alpha, \phi)$ sau minimile funcţiei $F'(\alpha, \phi)$ se pot întocmi diagrame din care se pot deduce înălţimile taluzelor stabile.

$$h = \frac{c}{\gamma_a F(\alpha, \phi)} \quad \text{sau} \quad h = \frac{c.F'(\alpha, \phi)}{\gamma_a}$$

In fig.III.123 se dă graficul după G.M.Lomize.

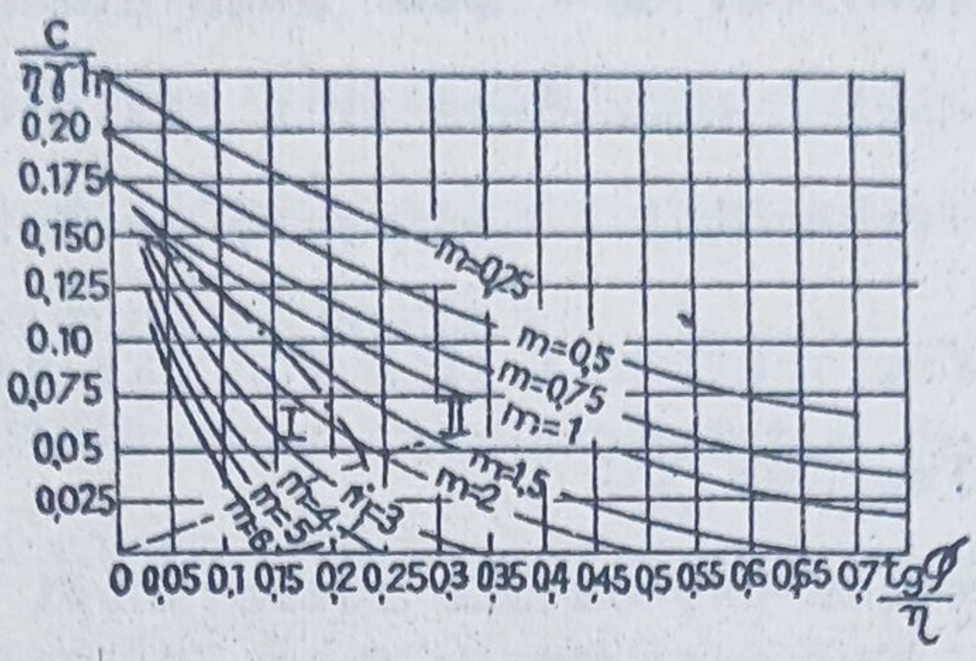


Fig.III.123 Diagrama după G. M. Lomize .

In fig.III.124 se dă graficul după Lobasov.

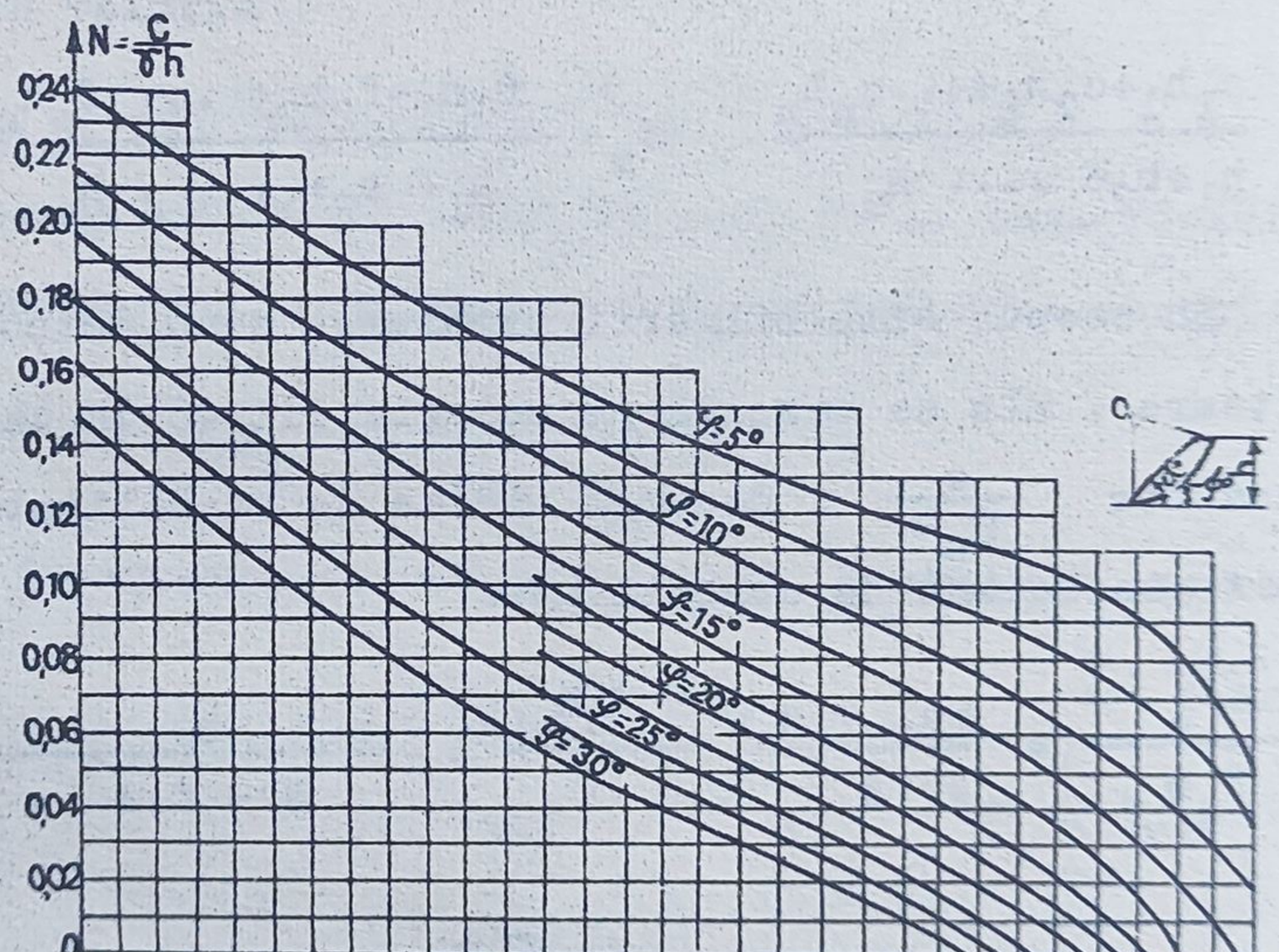


Fig.III.124 Graficul Lobasov.

Aceste grafice ne permit să determinăm unghiul stabil al taluzului cînd cunoaştem γ_a, ϕ, h, c şi s, sau să determinăm înălţimea h a taluzului dîndu-se s, γ_a, ϕ, c şi tgα.

Alte metode de calcul derivate din metoda suedeză caută să simplifice aplicarea ei prin stabilirea liniei care uneşte

centrele periculoase de alunecare.

Astfel o primă metodă consideră că centrele cercurilor periculoase s-ar afla pe o dreaptă . Poziţia ei depinde de înclinarea taluzului şi înălţimea sa (Felenius). In fig.III.125 se dă construcţia pentru determinarea acestei drepte.

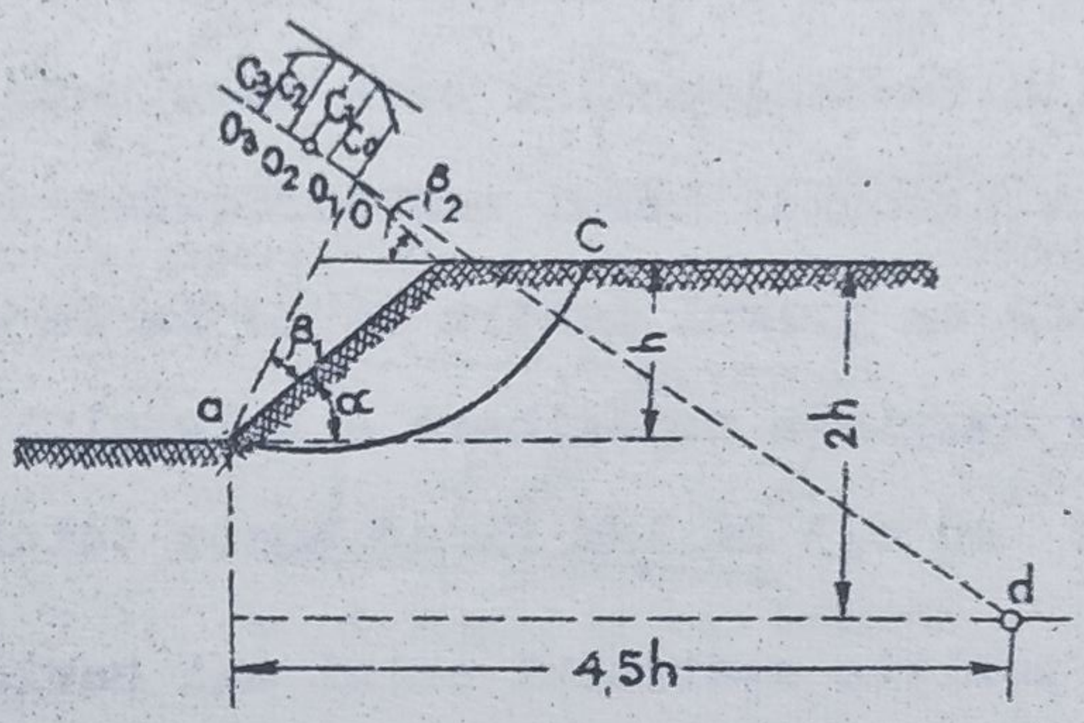


Fig. III.125 Determinarea centrului cercului celui mai periculos.

Valorile unghiurilor β_1 şi β_2 care se iau funcţie de înclinarea taluzului sînt date în tab.III.

Tabel XXIII

Inclinarea taluzului	β_1	β_2
1,73 : 1	29	40
1 : 1	28	37
1 : 1,5	26	35
1 : 2	25	35
1 : 3	25	35
1 : 5	25	37

Punctul O corespunde situaţiei în care pământul are numai coeziune. In cazul în care are şi frecare interioară, centrul cel mai periculos se deplasează în sus şi lateral pe o curbă foarte puţin curbată care fără a face o eroare prea mare poate fi considerată o dreaptă , ce trece prin O şi d . Poziţia

punctului se obţine după cum se arată în fig.III.125.

In mod aproximativ această linie se poate lua în aşa fel, ca să formeze cu orizontala un unghi de 36°(fig.III.126) .

Pe această dreaptă se aleg centre la distanţe egale, calculîndu-se pentru fiecare , coeziunea necesară pentru asigurarea echilibrului limită.Punctul pentru care este necesară coeziunea maximă este centrulcercului celui mai periculos .

Se recomandă ca primul centru să se ia la distanţa (o,25 + o,4m)h de marginea superioară a taluzului, iar celelalte la distanţe egale cu o,3 h(1/m fiind panta taluzului).

Cunoscînd poziţia centrului celui mai periculos se poate termina gradul de siguranţă cu ajutorul relaţiei III.43.

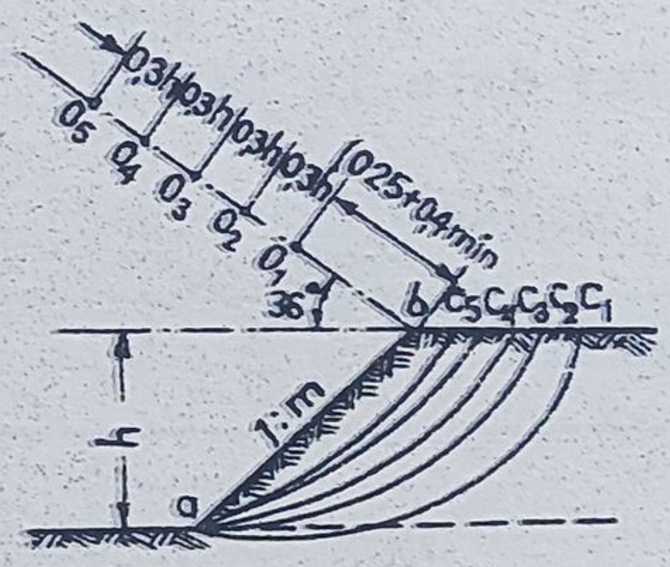


Fig.III.126 Poziţia cercurilor periculoase de alunecare.

Masivul considerat în ansamblu

Rezolvarea problemei determinării gradului de siguranţă a unui taluz prin studiul echilibrului său limită luat în asamblu se poate obţine prin metode analitice şi grafice.

In calcul se are în vedere modul în care se produce ruperea acestui taluz care se poate face prin linia taluzului, prin piciorul taluzului sau în profunzime . Se admite că ruperea se produce după o suprafaţă cilindrică circulară, iar cercurile corespunzătoare modurilor de rupere arătate mai sus poartă denu-

mirea de cerc de rupere la linia taluzului, prin piciorul taluzului, cerc de bază (fig.127).

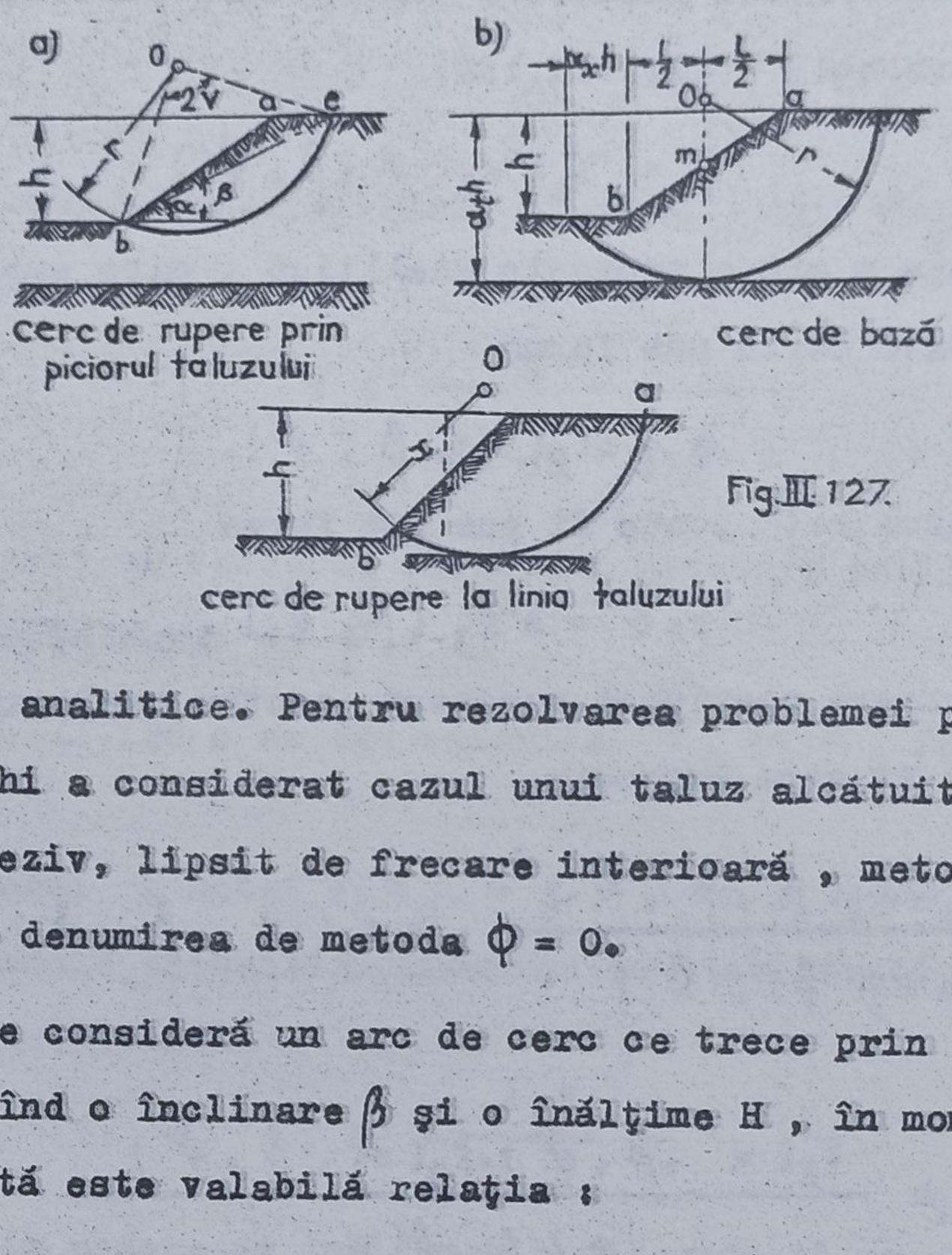


Fig.III.127.

Metode analitice. Pentru rezolvarea problemei pe cale analitică Terzaghi a considerat cazul unui taluz alcătuit din material ideal coeziv, lipsit de frecare interioară , metoda fiind cunoscută sub denumirea de metoda $\phi = 0$.

Dacă se consideră un arc de cerc ce trece prin piciorul unui taluz avînd o înclinare β şi o înălţime H , în momentul echilibrului limită este valabilă relaţia :

$$G \cdot a - c \cdot l \cdot r = 0 .$$

Din această relaţie se poate deduce valoarea necesară a coeziunii pentru a avea echilibru limită.

$$c = G \cdot \frac{a}{r \cdot l} \qquad \text{(III.45)}$$ în care

c este coeziunea necesară pe unitatea de suprafaţa ,pentru a avea echilibru limită;

G - greutatea prizmei de pământ care alunecă

a - braţul de pîrghie faţă de o , a greutăţii G.

r - raza arcului de alunecare

l - lungimea arcului de cerc.

Greutatea G este egală cu volumul de pámînt pe unitatea de lungime a taluzului înmulţit cu greutatea specifică aparentă γ_a

Scriind expresia analitică a greutáţii sub formá prescurtatá , obţinem relaţia (fig.III.128)

$$G = \gamma_a h^2 f_1(\alpha, \beta, \varphi)$$

Distanţa a are o expresie analitică , care sub formá prescurtatá se poate scrie sub forma

$$a = h f_2(\alpha, \beta, \varphi).$$

Produsul r.ℓ poate fi pus sub forma

$$r.\ell = h^2 f_3(\beta, \varphi).$$

Prin urmare coeziunea necesarǎ pentru realizarea echilibrului limitá va avea expresia

$$c = \frac{\gamma_a h^2 f_1(\alpha, \beta, \varphi)}{h^2 f_3(\beta, \varphi)} \cdot h f_2(\alpha, \beta, \varphi).$$

$$c = \gamma_a h \frac{f_1(\alpha, \beta, \varphi) \cdot f_2(\alpha, \beta, \varphi)}{f_3(\beta, \varphi)}$$

Inlocuind raportul funcţiilor

$$\frac{f_3(\beta, \varphi)}{f_1(\alpha, \beta, \varphi) f_2(\alpha, \beta, \varphi)}$$

cu funcţia $F(\alpha, \beta, \varphi)$ obţinem pentru o valoarea

$$c = \gamma_a h \frac{1}{F(\alpha, \beta, \varphi)}$$

Gradul minim de siguranţă corespunde valorii maxime a coeziunii, care se poate determina considerînd un taluz de un unghi dat ; variabile fiind unghiurile α si φ în funcţia $F(\alpha \quad \beta, \varphi)$

Valorile pentru care funcţia $F(\alpha, \beta, \nu)$ va avea o valoare minimă , se obţine pentru valorile α şi ν , care anulează derivatele ei parţiale în raport cu α şi ν.

$$\frac{\partial c}{\partial \alpha} = 0 \quad \text{şi} \quad \frac{\partial c}{\partial \nu} = 0$$

Presupunem că aceste valori sînt α_0 şi ν_0. Valoarea coeziunii va fi :

$$c = \frac{\gamma_a h}{F(\alpha_0, \nu_0, \beta)}$$

Se observă că valoarea coeziunii necesare echilibrului limită este funcţie numai de β .

In fig.III.128 c se dau valorile α_0 şi δ_0 funcţie de β

Terzaghi a notat $F(\alpha_0, \nu_0, \beta)$ cu N_s care este o mărime adimensională denumită coeficient de stabilitate .

El are valoarea

$$N_s = \frac{\gamma_a h}{c}$$

Avînd în vedere că înălţimea h determinată cu această relaţie , corespunde echilibrului limită, înălţimea corespunzătoare h a fost denumită înălţime critică. h_{cr} Rezultă

$N_s = \frac{\gamma_a h_{cr}}{c}$, relaţie din care se poate determina h_{cr} pentru un taluz într-un material ideal coeziv , de înclinare β faţă de orizontală.

$$h_{cr} = \frac{c}{\gamma_a} N_s .$$

Valoarea coeziunii pentru a fi introdusă în calcul se împarte la un coeficient de siguranţă.

Din fig. 128 se vede că pentru $\beta = 60^{\circ}$, α este egal cu δ, de unde rezultă că verticala dusă din centrul de rotaţie O este perpendiculară pe orizontală , deci arcul de cerc ce trece prin piciorul taluzului este tangent la orizontală .

Pentru unghiurile mai mici ca δ, arcul de cerc se va situa deasupra orizontalei , iar pentru unghiurile mai mari dedesubt cercul devenind astfel un cerc de bază. Rezultă că relaţia determinată este valabilă pentru cercuri ce trec prin piciorul taluzului la care $\beta > 60^{\circ}$. In cazul în care $\beta < 60^{\circ}$ atunci chiar dacă cercul de alunecare trece prin picior , punctul său cel mai coborît sub nivelul terenului considerat de la partea superioară a taluzului , va depinde de β şi poate fi determinat cu ajutorul lui α_t.

In cazul în care cercul este un cerc de bază intervin şi alţi factori ca: distanţa punctului celui mai coborît al cercului de alunecare faţă de partea superioară a taluzului, şi distanţa maximă de la piciorul taluzului la punctul de intersecţie între cercul de alunecare cu terenul orizontal de la baza taluzului (fig.III.128).

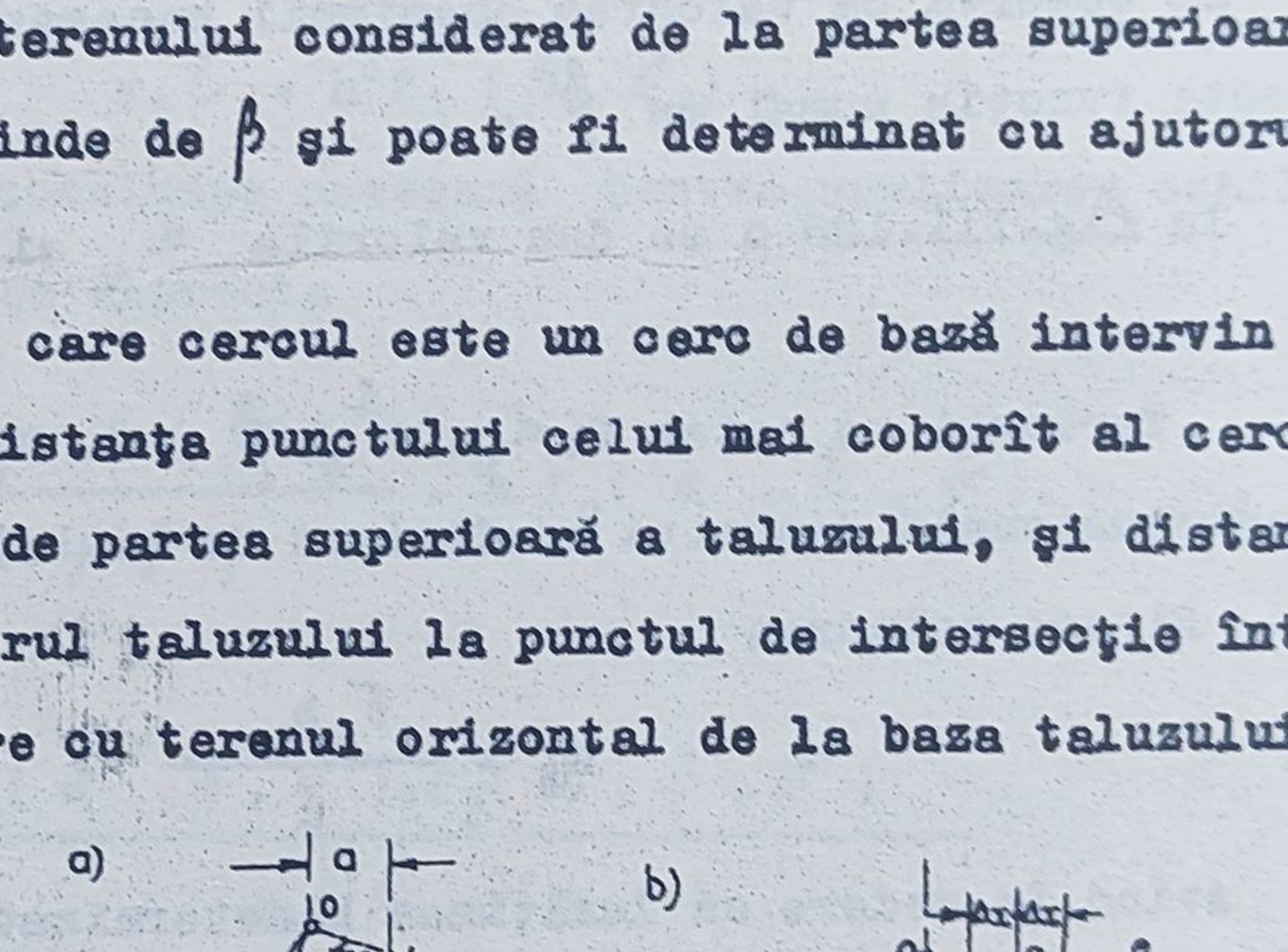


Fig.III.128 Corelaţia α_0, ν_0 şi β

Aceste distanţe se pot exprima funcţie de înălţimea taluzului şi nota

$\alpha_t h$ şi $\alpha_x h$ în care $\alpha_t = \frac{t+h}{h}$ şi $\alpha_x = \frac{d}{h}$

Pentru un cerc de bază de alunecare s-a demonstrat cá centrele periculoase se aflá pe verticala ce trece prin mijlocul taluzului. Considerînd că am deplasa poziţia centrului la dreapta sau la stînga vertisalei, se observă cá în ambele cazuri momentul forţei active (greutatea masivului) devine mai mic. In acesstă situaţie numărătorul în relaţia III.45 scade, şi deci scade şi valoarea necesară pentru realizarea condiţiei de echilibru limitá. Rezultă cá momentul maxim al forţei active care ne dă valoarea maximá pentru coeziunea necesară condiţiei de echilibru limită, corespunde unui centru al cercului de alunecare situat pe verticala dusă prin mijlocul taluzului .

Se observă cá în toate trei cazurile momentul forţelor ce se opun alunecării rámîne constant.

Procedînd în mod analog , ca în cazul cercului de alunecare care trece prin piciorul taluzului , se observá că, coeziunea necesară realizării echilibrului limită este funcţie de β d_x şi d_t. Ea are expresia

$$c = \gamma h \frac{1}{f(\beta, \alpha_x, \alpha_t)}$$

Determinarea cercului celui mai periculos , pentru acest caz se determiná , folosind aceeaşi cale ca în cazul precedent

$$\frac{\partial c}{\partial \alpha_t} = 0 \qquad \frac{\partial c}{\partial \alpha_x} = 0$$

de unde se poate determina α_{t_o} şi α_{x_o} funcţie de β .

Graficul variaţiei valorilor α_{t_o} şi α_{x_o} se dă în fig.III.129.

Introducînd valorile α_{to} şi α_{ko} în funcţia $f(\beta, \alpha_x, \alpha_t)$ se obţine funcţia $f(\beta, \alpha_{x_o}, \alpha_{t_o})$, care are de asemenea semnificaţia unui coeficient de stabilitate.

Din fig.III.127 se observă că acest coeficient de stabilitate scade cu creşterea lui α_t. pentru un unghi de taluz dat, atîngînd valoarea minimă pentru $\alpha_{to} \to \infty$ şi care este egală cu 5,52 . Aceastá valoare este indiferentă de valoarea taluzului . Unghiul maxim al taluzului pentru care avem acest coeficient de stabilitate este de 53^o.

Dacă unghiul taluzului este mai mic de 53^o există două posibilităţi funcţie de forma pe care o are terenul la partea de jos a taluzului.

Dacá terenul este orizontal , se produce ruperea după un cerc de bază , şi înălţimea critică depinde de unghiul taluzului.

Dacá terenul este în contrapantă , cercurile de alunecare vor trece prin piciorul taluzului . In acest caz coeficientul de stabilitate se va lua după curba AB b (fig.III.129) .

In realitate există sub nivelul terenului o rocă de bază cu calităţi mecanice mult superioare în comparaţie cu straturile din suprafaţă . Existenţa acestui strat , obligă cercul de alunecare să rămînă deasupra planului de separaţie , fiind cel mult tangent la acest plan. In această situaţie factorul de adîncime α_t are o valoare determinată, şi atunci coeziunea maximă necesară pentru a asigura condiţia de echilibru limită este dată numai de relaţia :

$$\frac{\partial c_o}{\partial \alpha_x} = 0$$

care determină poziţia cercului de alunecare cel mai periculos .

In acest caz funcţia, care determină coeficientul de stabilitate va avea expresia :

$$F_1(\zeta \quad \alpha_t, \beta, \quad \alpha_{x_o}) = N_s$$

Rezultă că acest coeficient de stabilitate depinde de α_t şi β. Din fig.III.129 se vede că factorul de adîncime influenţează coeficientul de stabilitate numai la taluzuri avînd un unghi mai mic de 60^o.

In diagrama de calcul din fig.III.129 s-a indicat o zonă haşurată care delimitează cazurile de ruptură posibile la cedarea taluzului.

Astfel punctele sub zona haşurată indică un cerc de bază pentru ruperea taluzului . Pentru $\alpha_t = 1$, cercul de alunecare este un cerc ce taie linia taluzului . Toate punctele ce se află deasupra porţiunii haşurate corespund unor astfel de cercuri de alunecare. Punctele situate în zona haşurată corespund unor cercuri de alunecare ce trec prin piciorul taluzului.

In cazul în care în afară de coeziune , materialul taluzului este caracterizat şi prin frecare interioară , procedînd ca în cazurile anterioare , coeziunea necesară realizării echilibrului limită după un cerc de rupere oarecare, se poate determina din relaţia :

$$c = \gamma_a h \frac{1}{F(\alpha, \beta, \nu, \phi)}$$

Expresia se deosebeşte de cele precedente prin faptul că funcţia de la numitor conţine în plus şi unghiul de frecare interioară ϕ .

Cercul de alunecare critic se determină punînd condiţia

$$\frac{\partial c}{\partial \alpha} = 0 \quad şi \quad \frac{\partial c}{\partial \nu} = 0$$

Din aceste două relaţii se determină α_0 şi ν_0 care introduşi în relaţia , ne dau expresia

$$c = \gamma_a h \frac{1}{F(\alpha_0, \beta, \nu_0, \phi)}$$

din care se vede că coeziunea necesară realizării echilibrului limită , depinde de unghiul taluzului şi de unghiul de frecare interioară (fig.III.129).

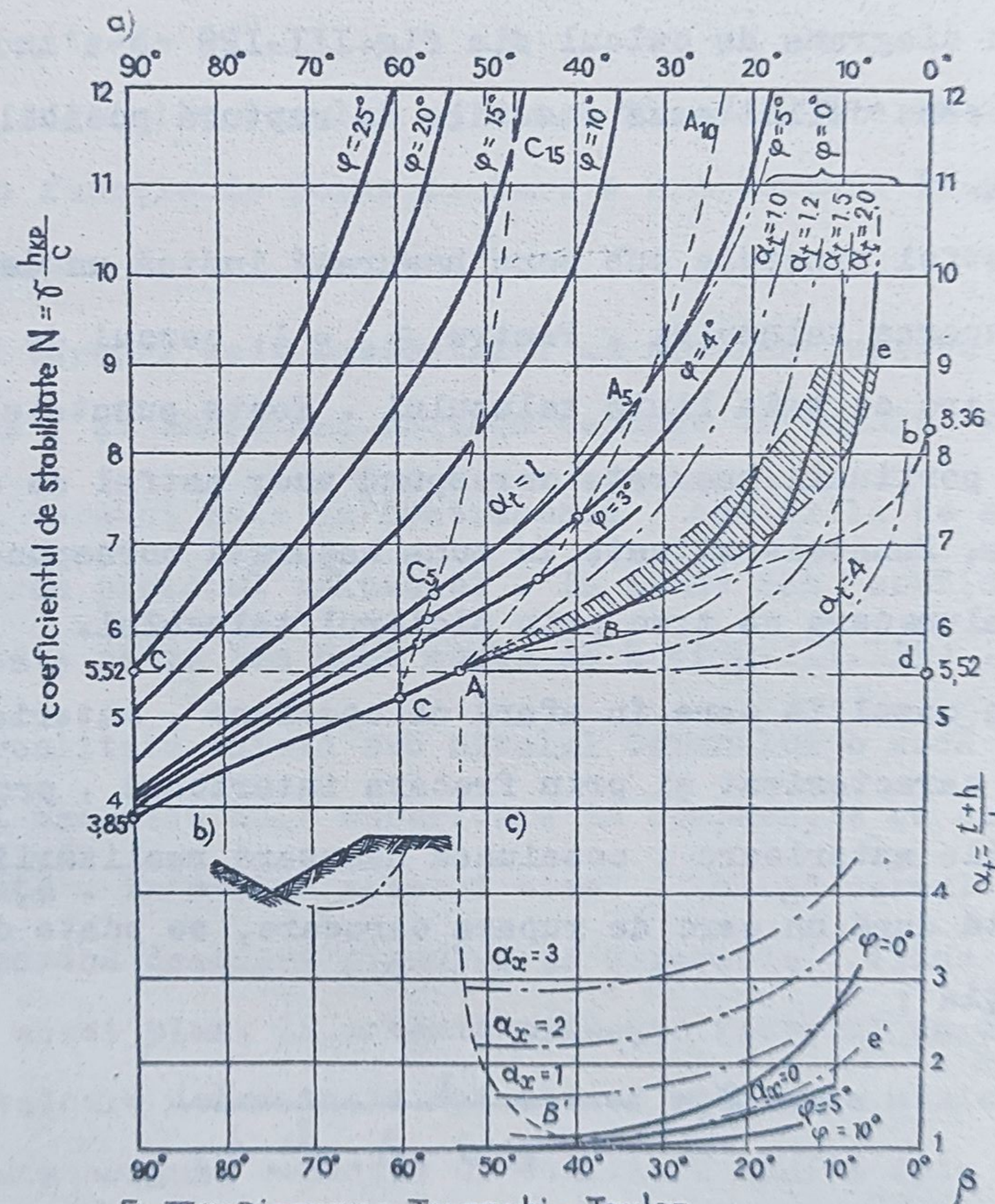


Fig.III.129 Diagrama Terzaghi – Taylor.

In graficul din fig.III.129 toate punctele aşezate în partea dreaptă a liniei punctate cc_{15} corespund unor cercuri ca re intersectează baza taluzului.

Influenţa factorului de adîncime α_t pentru unghiurile de frecare interioară $\phi = 5^0$ şi $\phi = 10^0$ sînt date în grafic

(fig.III.129) prin linii pline . Pentru un factor de adîncime egal cu unitatea şi un unghi de frecare interioará $\phi = 5^{o}$ coeficientul de stabilitate corespunde valorilor de pe curba linie punct , $\alpha_t = 1$, care trece prin punctul c_5.

Se observá cá este o diferenţá micá între aceastá linie şi linia plinâ, $\phi = 5^{o}$, care se reduce şi mai mult pentru unghiuri mai mari de 5^{o}, motiv pentru care practic s-a considerat cá ele coincid, ceea ce permite a se neglija influenţa factorului de adîncime.

Tinînd seama de efectul favorabil al unghiului de frecare interioară asupra coeficientului de stabilitate, s-a definit prin indice de frecare raportul

$$n_{\phi} = \frac{N_{s\phi}}{N_{so}}$$

în care: n_{ϕ} - este indicele de frecare

$N_{s\phi}$ - coeficientul de stabilitate pentru un pámînt avînd unghiul de frecare interioară

N_{so} - coeficient de stabilitate pentru un pámînt svînd unghiul de frecare interioară $\phi = 0$

Avînd în vedere cá înálţimea criticá este funcţie de coeficientul de stabilitate se poate scrie

$$h_{cr\phi} = n_{\phi} \; h_{cr^{\bullet}o}$$

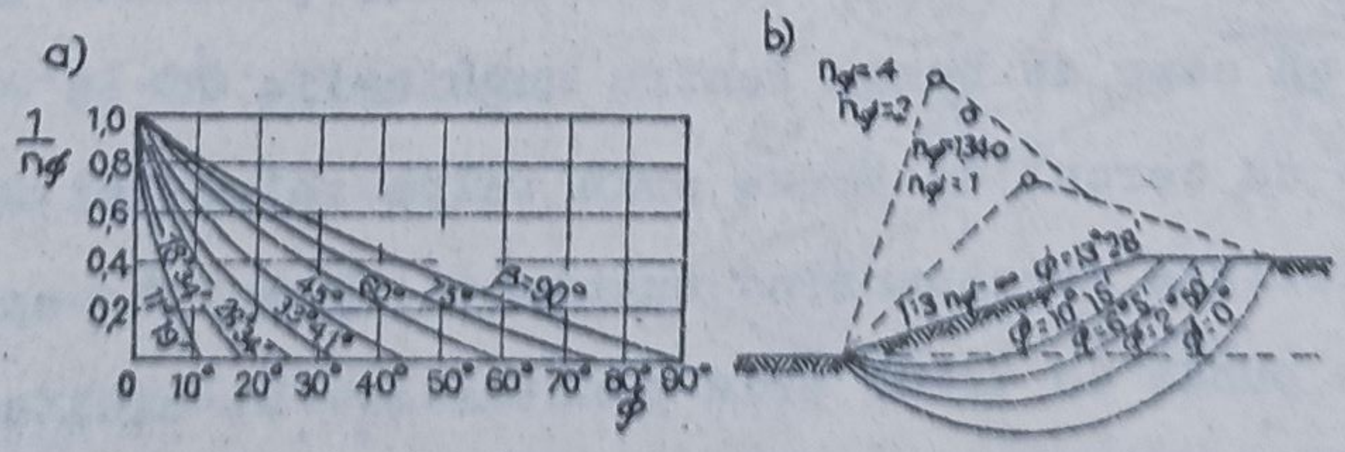


Fig.III.130 Corelaţia n_{ϕ} şi β.

In fig.III.13o se dá legátura dintre n_ϕ şi Φ şi β .

In mod similar se poate stabili relaţia între $c_{cr\phi}$ şi c_{cro} , ca fiind

$$c_{cr\,\phi} = \frac{1}{n_\phi}\, c_{cr\ o^\circ}$$

Analizînd influenţa valorii n_ϕ asupra poziţiei cercului celui mai periculos s-a constatat că cu creşterea valorii lui n_ϕ scade volumul cuprins între suprafaţa taluzului şi cercul de alunecare, şi că centrul se deplasează spre stînga faţă de centrul periculos la care $\Phi = 0^o$.

Cele arătate pînă acum se refereau la cercuri de alunecare care treceau prin piciorul taluzului. La un taluz înclinat alunecarea are loc după un cerc de bază , a cărui centru (critic) este aşezat în aşa fel încît verticala dusă prin mijlocul taluzului este tangentă la un cerc concentric cu cel de alunecare dar avînd raza egală cu

$$r = R \sin\phi \ .$$

r - raza cercului concentric la care este tangentă verticala dusă la mijlocul taluzului;

R - raza cercului de alunecare

După cum rezultă din diagrama fig.III.129 pentru $\phi > 5^o$ şi $\beta > 1o^o$, nu există pericolul cedării piciorului taluzului .

Dacă rezultă un coeficient de stabilitate , avînd o valoare ce corespunde domeniului din dreapta liniei punctate AA_{1o}, cercul critic este un cerc de bază. Pentru unghiurile $\phi > 5^c$ acest cerc este identic cu cercul ce trece prin talpa taluzului .Coeficientul de stabilitate corespunzînd unghiului $\phi = 5^o$ este dat de ramura linie punct ce trece prin punctul A_5. Si aici se observă apropierea de linia plină , ceea ce dă posibilitatea de a neglija ca mai înainte , această diferenţa pentru unghiuri mai

mai mari de 5°.

In fig.III.131 se dau în mod sintetic , posibilităţile de rupere ale unui taluz funcţie de mărimea unghiului său şi a adîncimii stratului foarte rezistent din baza stratificaţiei:

a şi b ,rupere prin piciorul taluzului

- c,cerc de bază ,cedarea terenului de fundaţie
- d, rupere pe linia taluzului
- e, rupere prin piciorul taluzului
- f, cedarea terenului de fundaţie
- g, teren cu contrapantă ,rupere prin piciorul taluzului

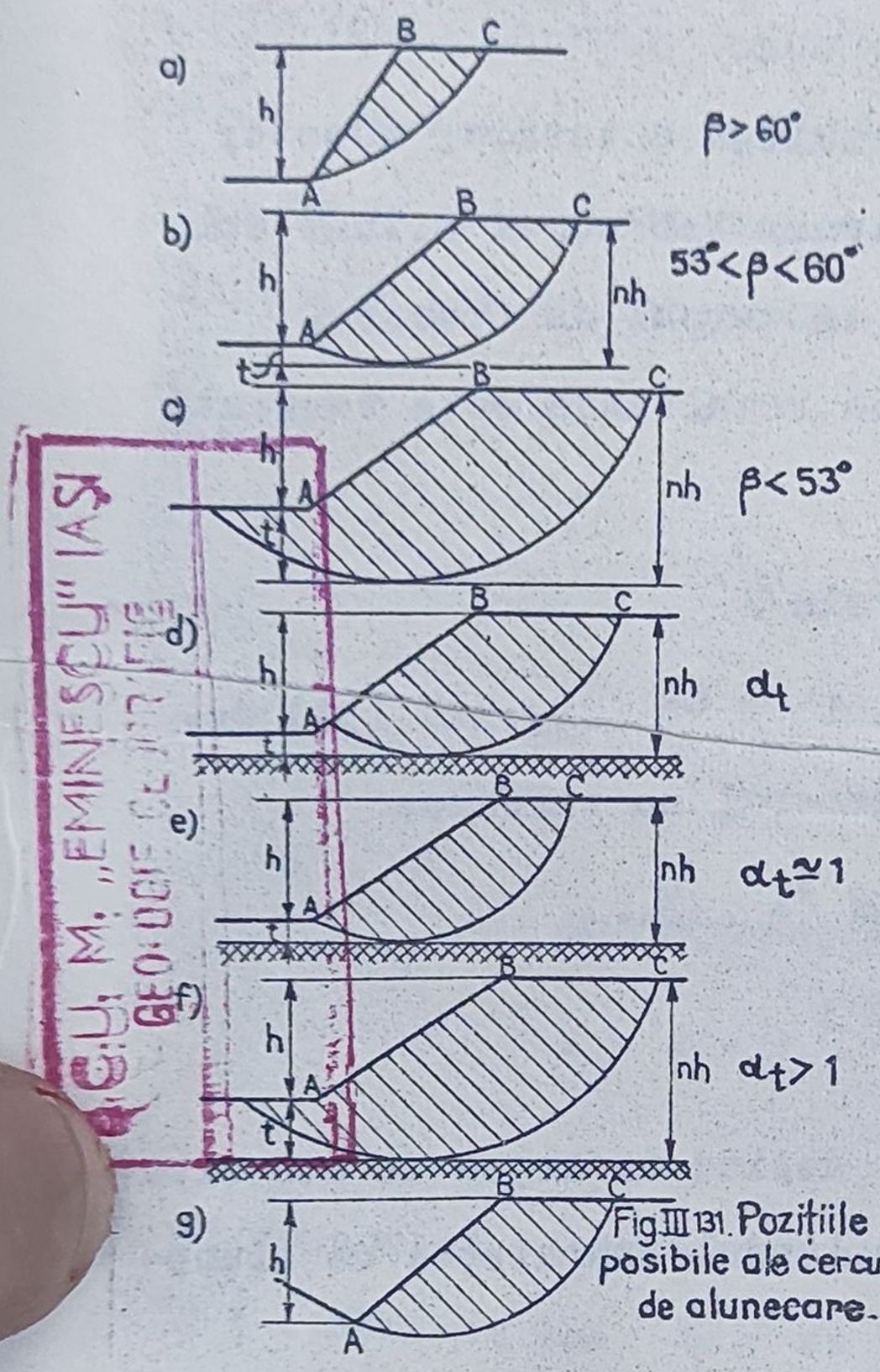


Fig.III.131. Poziţiile posibile ale cercului de alunecare.

C.U. M. „EMINESCU" GEOLOGIE IAŞI

Metode grafice. O metodă grafică de verificare a stabilităţii taluzului, care ia în considerare echilibrul întregului masiv care alunecă, este metoda cercului de frecare.

Dacă luăm un element al arcului de alunecare Δs, şi considerăm că ne aflăm în echilibru limită, va fi necesar ca reacţiunea terenului, datorită existenţei frecării interioare să aibe faţă de normala la acel element o înclinare egală cu unghiul de frecare interioară ϕ. Dacă raza

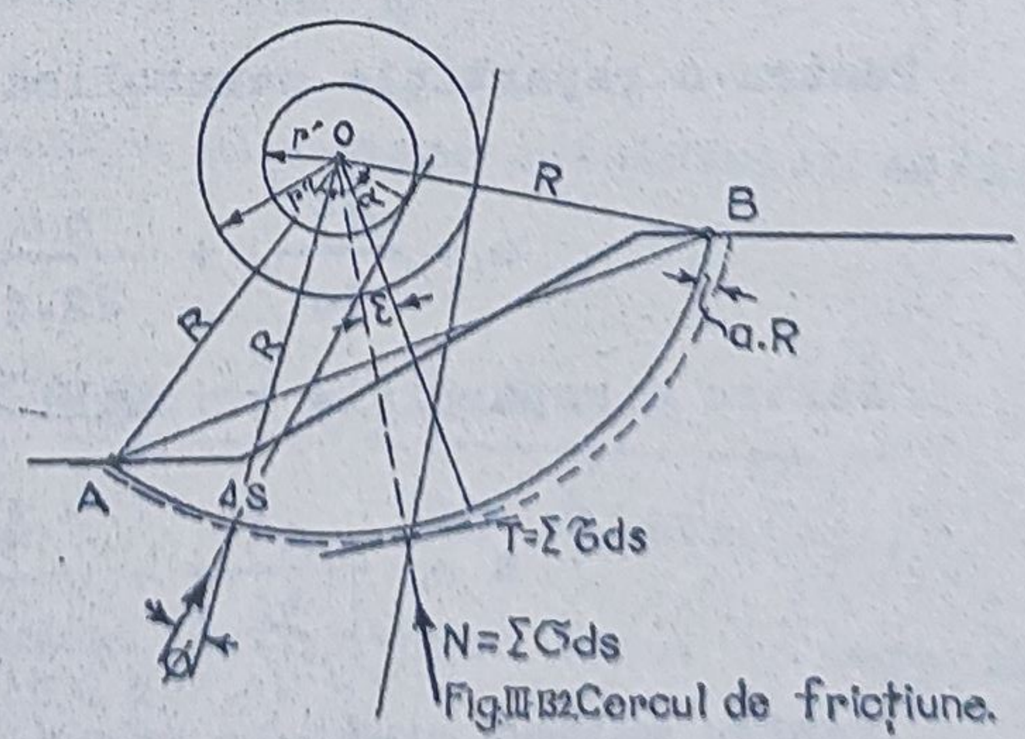


Fig.III.132.Cercul de frictiune.

arcului de alunecare este R, aceastá reacţiune de pe arcul Δ s va fi tangentă la un cerc concentric cu cercul de alunecare şi avînd raza egală cu r' , numit cerc de frecare

$$r' = R \sin \phi$$

Se face presupunerea cá şi rezultanta tuturor acestor reacţiuni, care este egală cu reacţiunea terenului situat sub cercul de alunecare , este tangenta la cercul de frecare,

Calculul mai exact a arátat că rezultanta este tangentă la un cerc avînd raza

$$r'' = (1 + a)R \sin \phi$$

Valoarea "a" precum şi unghiul " ε" (fig.III.132) depind de márimea unghiului α şi în general au valoarea

$$a = c_2 \alpha^2 + c_4 \alpha^4 + \ldots$$

$$= c_1 \alpha + c_3 \alpha^3 + \ldots$$

Coeficienţii c_1, c_2 , c_3, c_4 depind de legea de distribuţie a eforturilor unitare normale în lungul suprafeţei de alunecare.

Pentru o repartiţie uniformă se dă

$$a = \frac{\alpha 2}{4} + \frac{7\,\alpha^4}{5760} + \ldots \qquad \varepsilon = 0$$

Pentru o repartiţie parabolică cu maximul la unghiul $\alpha/2$

$$a = \frac{\alpha^2}{40} + \frac{9\,\alpha^4}{22.400} + \ldots \qquad \varepsilon = 0$$

Pentru o repartiţie triunghiulară

$$a = \frac{\alpha^2}{36} + \frac{\alpha 4}{2160} + \ldots \qquad \varepsilon = \frac{\alpha}{6} + \frac{\alpha^3}{810}$$

Pentru valori mici ale unghiului α se ia numai primul

termen, iar pentru valori mai mari este necesar să se ia termenul următor.

Procedeul este următorul : (fig.III.133) Se determină rezultanta tuturor forţelor exterioare R. In cazul în care nu avem coeziune , reacţiunea terenului F , va trebui să fie coliniară cu această rezultantă R. Se duce o perpendiculară din o pe direcţia lui R , obţinîndu-se punctul c. Distanţa OC=(1+a)R sinϕ ;

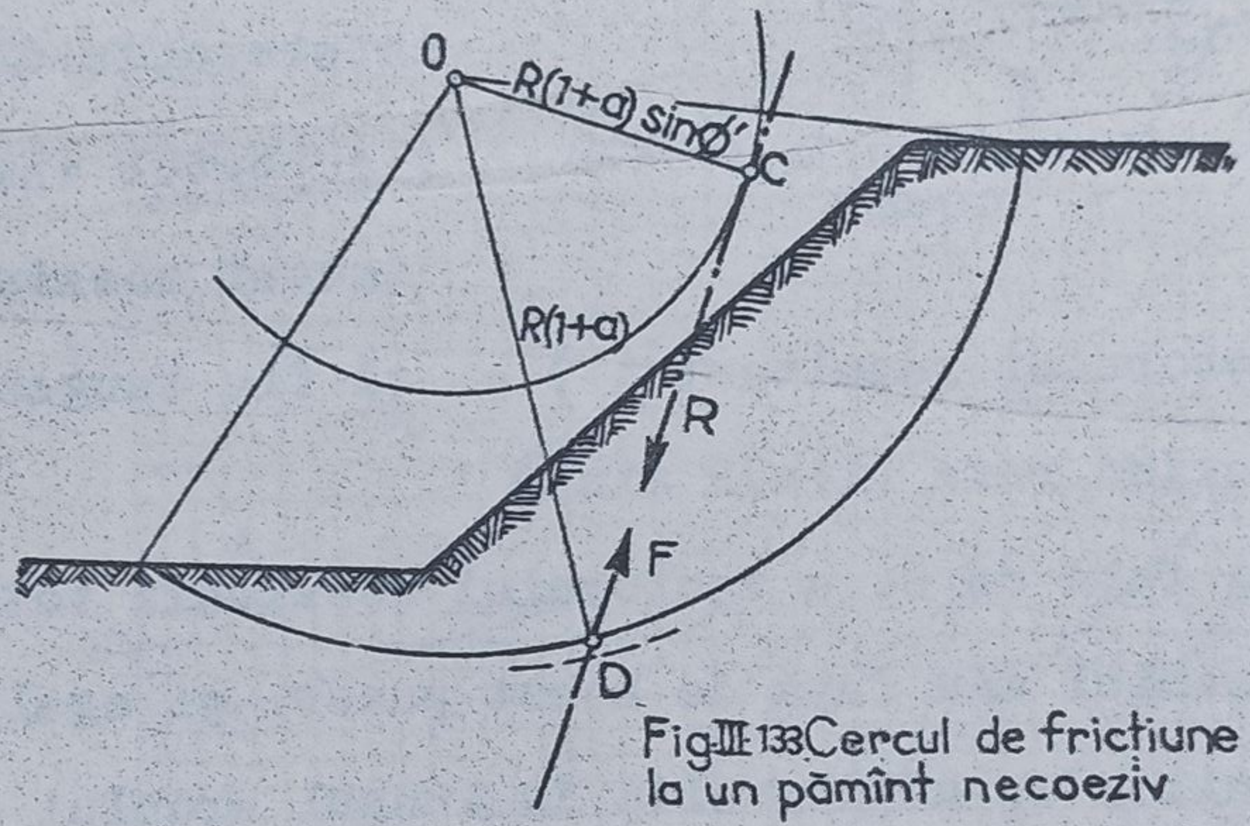


Fig.III.133 Cercul de frictiune la un pămînt necoeziv

şi cunoscînd valoarea ei se poate determina valoarea unghiului ϕ' . Mărimea lui ϕ' se poate determina şi din valoarea tangentei sale egale cu

$$\frac{Oc}{cD} = \frac{(1+a)\,R \sin\phi'}{(1+a)\,R \cos\phi'} = tg\,\phi'$$

Gradul de siguranţă contra alunecare a taluzului se poate stabili cu relaţia

$$S = \frac{tg\,\phi \text{ disp}}{tg\,\phi'} = \frac{tg\,\phi \text{ disp}}{tg\,\phi \text{ nec.}}$$

Se fac mai multe încercări determinînd arcul de cerc cel mai periculos, pentru care S are valoarea minimă .

Cînd terenul are şi coeziune aceasta se presupune uniform

distribuită în lungul aroului de alunecare (III.134) . Aici în cazul echilibrului limită, rezultanta forţelor exterioare R, va fi echilibrată de coeziunea rezultantă din lungul arcului de cerc şi reacţiunea terenului F care va trebui să treacă prin intersecţia direcţiilor C (suportul vectorului rezultantei coeziunii) şi R(suportul vectorului rezultantei) şi să fie tangentă la cercul de frecare , avînd raza (1+a)R sin ϕ '

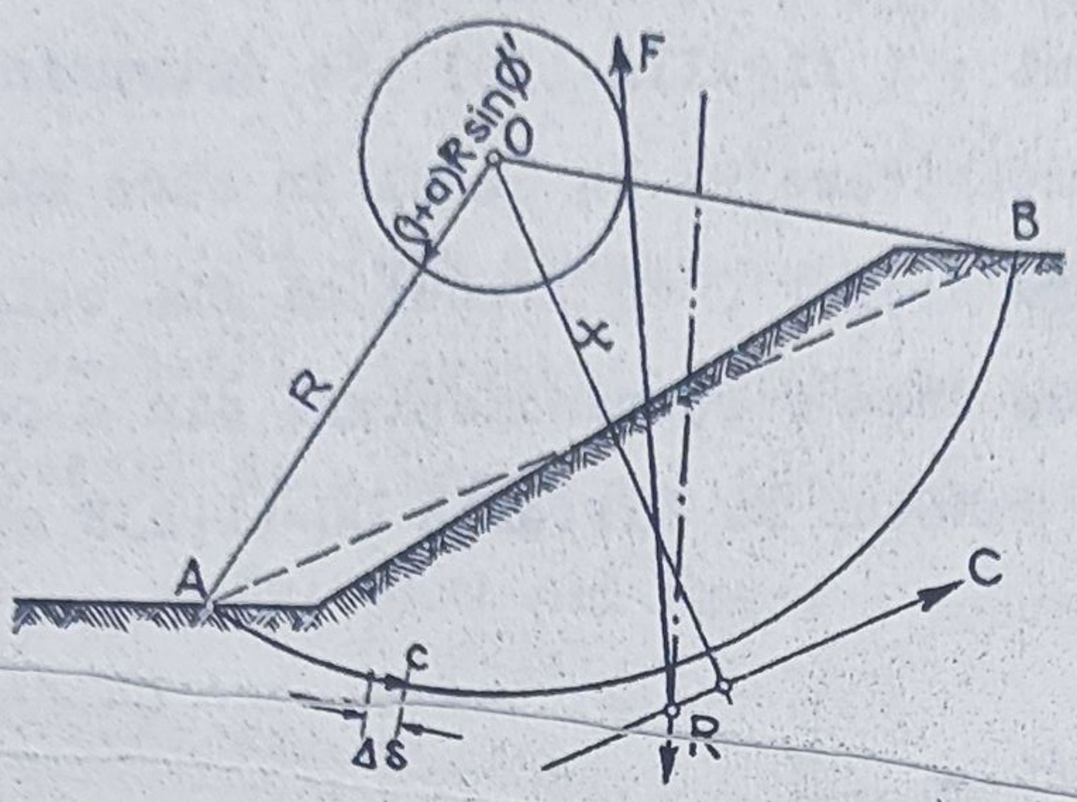


Fig.III.134.Cercul de frictiune la un teren coeziv.

Poziţia faţă de O, a vectorului coeziunii totale se poate găsi luînd momentul său faţă de acest punct, şi egalîndu-l cu cel al coeziunilor ce se dezvoltă în lungul arcului de cerc.

Astfel se poate scrie :

$$\sum .c.\Delta s.R = 6_{AB}.x. \text{ de unde } x = \frac{c.R\sum \Delta s}{C_{AB}} = \frac{c.R.L_{AB}}{C_{AB}}$$

D.W.Taylor a construit abace , unde folosind metoda cercului de frecare se poate determina unghiul stabil al taluzului. Ele au fost folosite şi la completarea abacelor de calcul bazate pe metoda ϕ =0 , întocmite de K.Terzaghi pentru cazurile în care ϕ este diferit de 0, şi pentru $\alpha_t \neq 1$

In figurile III.135 şi III.136 se dau graficele lui Taylor.

In analiza problemei stabilităţii taluzului se are în vedere aceleaşi poziţii posibile ale cercului de rupere ca în metoda suedeză , sistematizată de Terzaghi.

Dacă cercul de alunecare critic trece prin piciorul talu-

zului, , indicele de stabilitate $1/N_s = \frac{c}{\gamma h_a}$ se determină în zona A , după liniile pline (A).

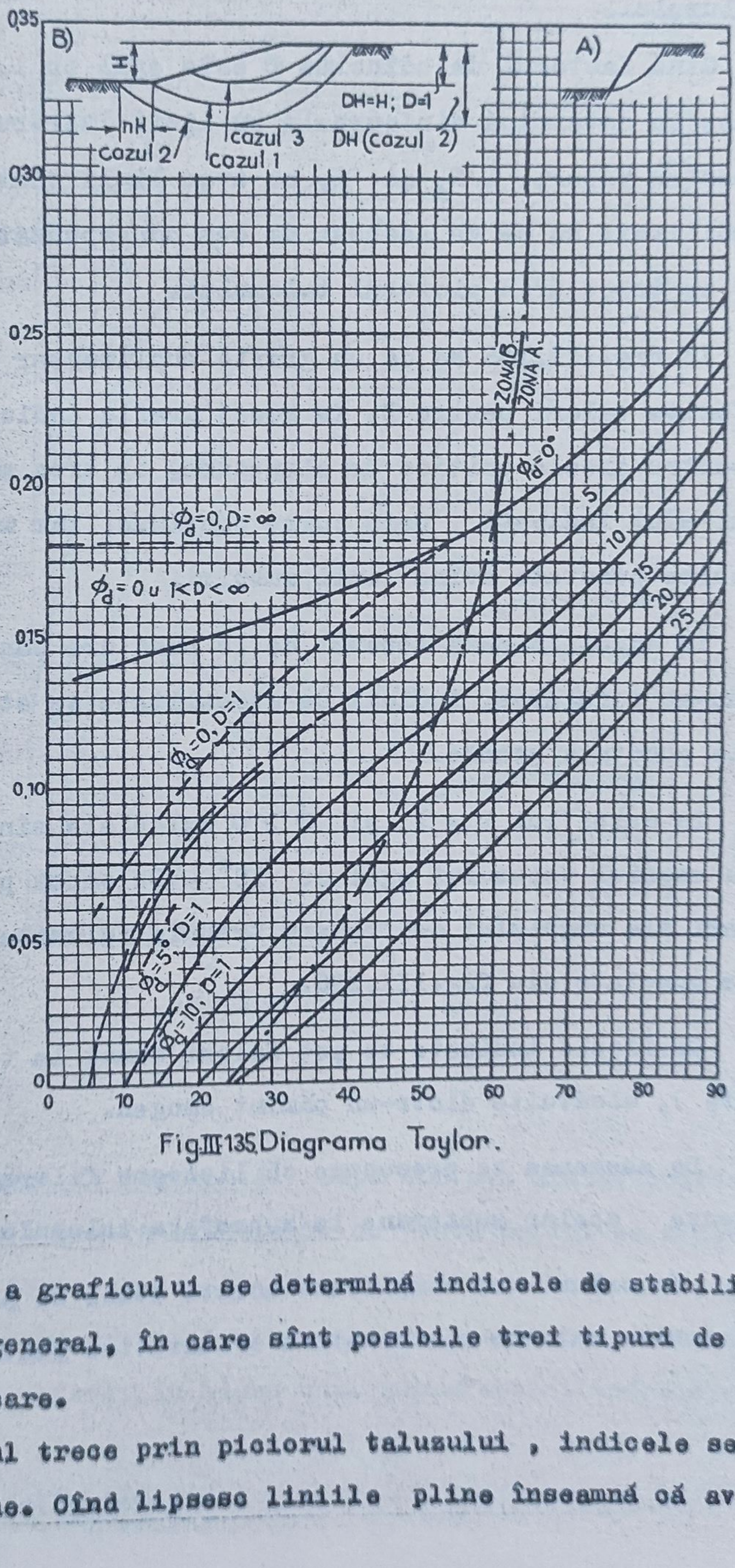


Fig.III.135 Diagrama Taylor.

In zona B a graficului se determină indicele de stabilitate pentru cazul general, în care sînt posibile trei tipuri de cercuri de alunecare.

Cînd cercul trece prin piciorul taluzului , indicele se ia după liniile pline. Cînd lipsesc liniile pline înseamnă că avem

cazul al doilea , în care cercul trece sub piciorul taluzului . Indicele de stabilitate se determină prin liniile întrerupte lungi. Cînd aceste curbe lipsesc , arcul critic trece prin piciorul taluzului.

Cînd factorul de adîncime D este egal cu 1,indicele de stabilitate se determină din curbele cu linii întrerupte scurte. Dacă pentru valori $1/N_s$ şi i, nu avem linii continui, indicele de stabilitate nu se va deosebi de cea corespunzătoare cercului critic ce trece prin piciorul taluzului.

In fig.III.136 se dă un grafic suplimentar pentru $\phi = 0$ şi diferite valori pentru D. In acest grafic indicii de stabilitate pentru arcele critice de alunecare, ce trec sub piciorul taluzului sînt indicaţi , prin curbe continue, iar mărimile " n " prin curbe punctate avînd linii subţiri.

In cazul în care terenul de la bază are contrapantă ,împiedecîndu-se refularea, indicii de stabilitate se stabilesc prin liniile punctate groase.

In cazul lui D = 1 şi $\phi > 0$ calculele sînt făcute numai pentru unghiul taluzului egal cu 15° . De acea pentru valori mai mari ale unghiului de frecare trebuie folosite curbele scurte punctate din fig.III.136.

Graficele indicate se pot folosi numai la taluze finite (scurte), alcătuite dintr-un pămînt omogen.

De asemenea se presupune că lipseşte filtraţia precum şi emergenţa apelor subterane la suprafaţa taluzului .

In cazuri mai complicate aceste abace se pot folosi numai pentru calcule aproximative orientative pentru predimensionări.

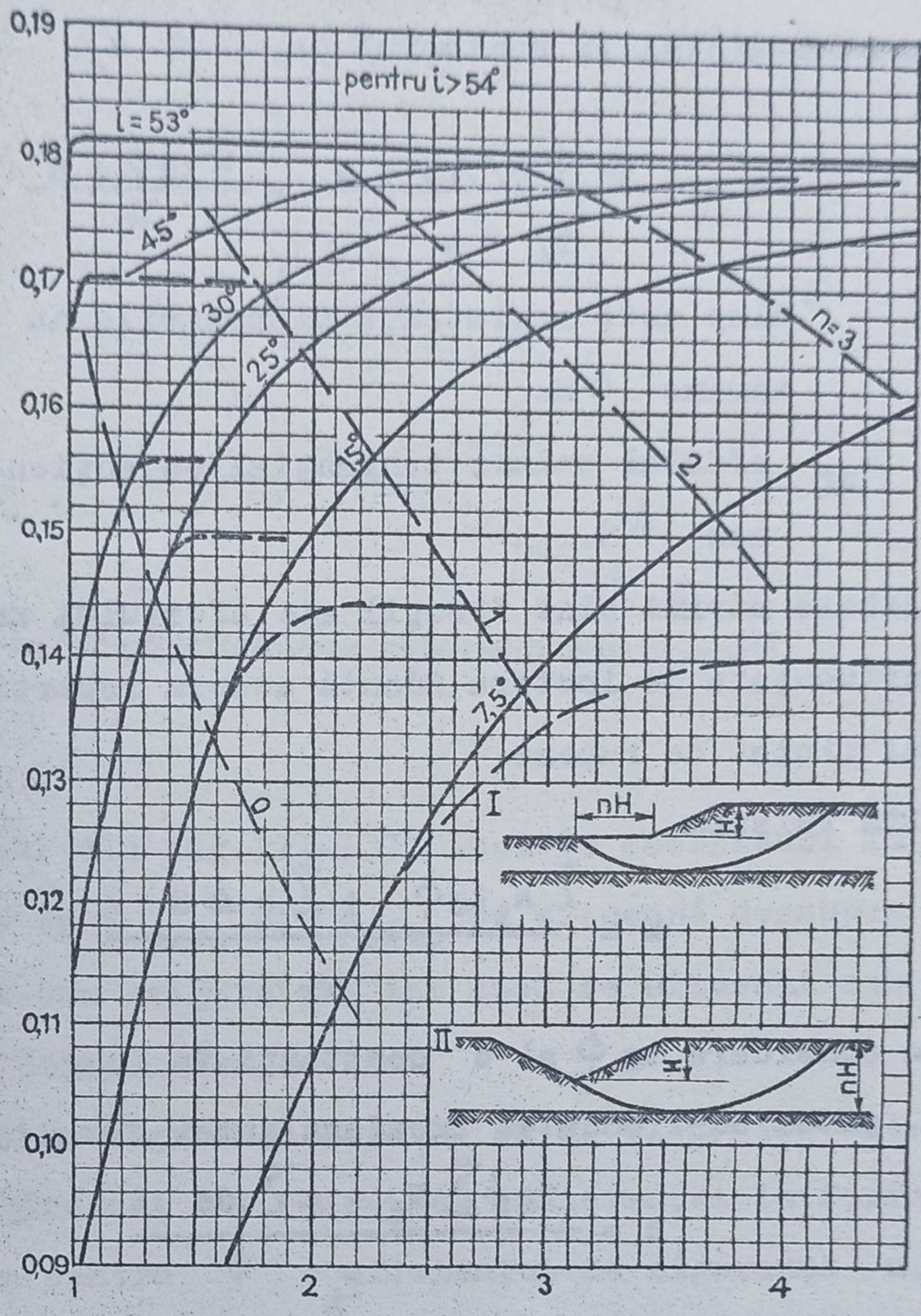


Fig.III.136. Diagrama Taylor.

Coeficientul de siguranţă. După cum s-a arătat coeficientul de siguranţă contra alunecării se poate defini ca raportul dintre momentul forţelor ce asigură stabilitatea masivului, şi cel al forţelor care provoacă alunecarea sa. Acest coeficient de siguranţă s-a definit în ideea unei suprafeţe cilindrice circulare.

Dacă în relaţia (III.43)

$$n = \frac{M_s}{M_{al}} = \frac{N\,tg\phi + c\,\Delta s}{T}$$

împărţim numărătorul şi numitorul cu Δs ,

rezultă

$$n = \frac{tg\,\Phi\, N/\Delta s + c}{T/\Delta s} = \frac{\sigma tg\phi + c}{\tau} = \frac{\tau_{disp}}{\tau_{ef}}$$

în care τ_{disp} este rezistenţa disponibilă în secţiunea de mărime ΔS.

τ_{ef} efortul unitar tangenţial ce acţionează în secţiunea ΔS.

Ambele mărimi sînt funcţii ale efortului unitar normal, fiind influenţate de ipoteza făcută asupra repartiţiei acestuia în lungul liniei de rupere.

Din relaţia

$$M = \frac{\sum N_i tg\phi + \sum c\,\Delta S}{Ti}$$

dacă vom considera $tg\,\Phi$ şi c constanţi în lungul liniei de alunecare , putem să-i scoatem în afara sumei rezultînd :

$$n = \frac{tg\phi \sum N_i + c \sum ds}{T_i}$$

Pentru o anumită valoare a lui n, corespunde o pereche de valori $tg\,\phi$ şi c. In cazul în care avem echilibru limită n=1 şi

$$\sum T_i = tg\phi \sum N_i + c \sum ds.$$

Dacă la un taluz dat, analizăm mai multe suprafeţe de alunecare circulare, pentru cazul echilibrului limită ne rezultă mai multe perechi de valori $tg\,\phi$ şi c care satisfac relaţia de mai sus

In ideea că eforturile unitare σ se distribuie uniform pe suprafaţa de alunecare , corelaţia $tg\,\phi$ şi c poate fi

reprezentată printr-o linie dreaptă . In cazul în care distribuţia este curbilinie, corelaţia dintre tg ϕ şi c capătă o formă curbilinie (fig.III.137)

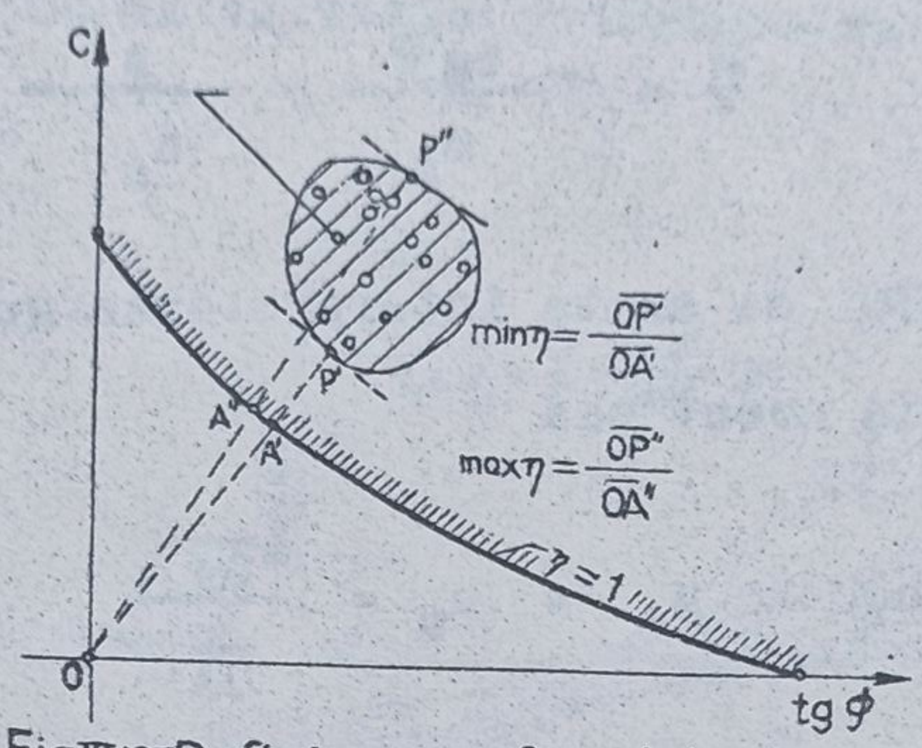


Fig.III.137 Definirea coeficientului de siguranţă

Graficul din fig.III.137 împarte semiplanul în două zone. Dacă valorile $tg\,\phi_{disp}$ şi c_{disp} se situează deasupra curbei avem stabilitatea asigurată , iar dacă se situează sub curbă, este posibilă alunecarea .

Gradul de siguranţă relativ la ϕ şi c trebuie exprimat totdeauna legînd cei doi indici ai rezistenţei la forfecare. Astfel dacă luăm pentru ϕ coeficientul de siguranţă n_ϕ rezultă , $tg\,\phi_{nec} = n_\phi\, tg\,\phi_{disp}$.

Din grafic pentru $tg\,\phi_{nec}$ avem un c_{nec} , care la rîndul său ne va furniza coeficientul de siguranţă pentru c

$$n_c = \frac{c_{disp}}{c_{nec}}$$

Din cele arătate rezultă că aceşti doi coeficienţi de siguranţă n_ϕ şi n_c trebuie luaţi totdeauna împreună. Se recomandă să se aleagă acea valoare pentru ϕ şi c pentru care $n_\phi = n_c = n_s$, aceasta reflectînd cel mai bine situaţia

reală , deoarece siguranţa se exprimă prin rezistenţa la forfecare a pămîntului . Ar rezulta în acest caz

$$n_s = \frac{\tau_{disp}}{\tau} = \frac{\sigma tg\phi + c}{\tau} \quad \text{sau}$$

$$\tau = \sigma \frac{tg\phi}{n_s} + \frac{c}{n_s}$$

In fig.III-138 se arată interpretarea grafică a coeficientului de siguranţă în acest caz

$$n_\phi = n_c = n_s = \frac{\overline{OA}}{\overline{OA'}}$$

Curbei din fig.III.138 îi corespunde o familie de drepte intrinsece. Acestea desenate într-un sistem de axe σ, τ au o înfăşurătoare comună. Tangentele la curba înfăşurătoare ne dau liniile intrinseci pentru care avem echilibru limitá în taluz.

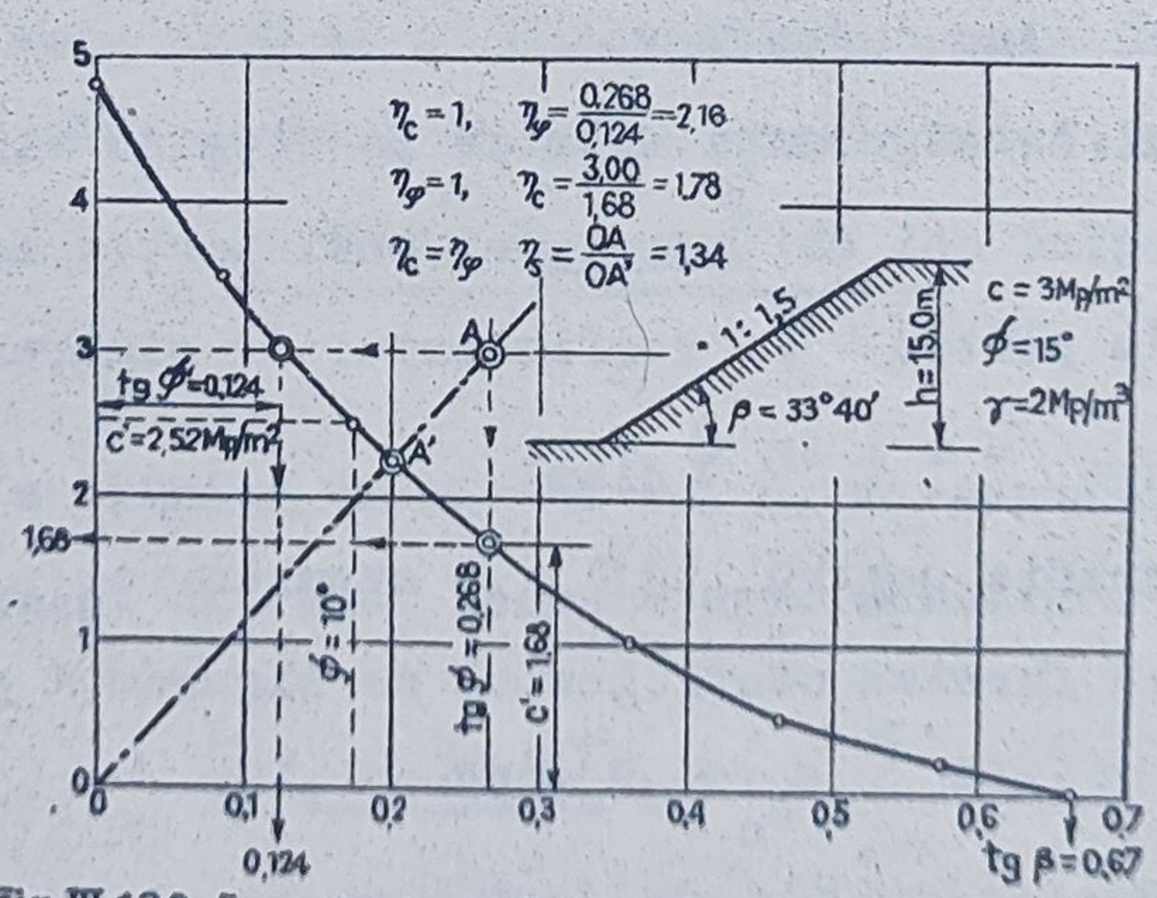


Fig.III.138. Exemple de coeficienţi de siguranţă

Punctele de pe linia $\overline{OA}$ (fig.III.139) reprezintá un fascicol de drepte ce trec prin punctul O . Dreapta care corespunde punctului A' este tangentá la înfăşurătoare. Aici coeficientul de siguranţă este raportul dintre rezistenţa la forfecare şi efortul

unitar tangenţial .

In realitate , indicii rezistenţei la forfecare pot prezenta variaţii , care determină un domeniu în fig.III. 137 (domeniul D), care permite să se definească un grad minim şi maxim de siguranţă funcţie de variaţia indicilor rezistenţei la forfecare.

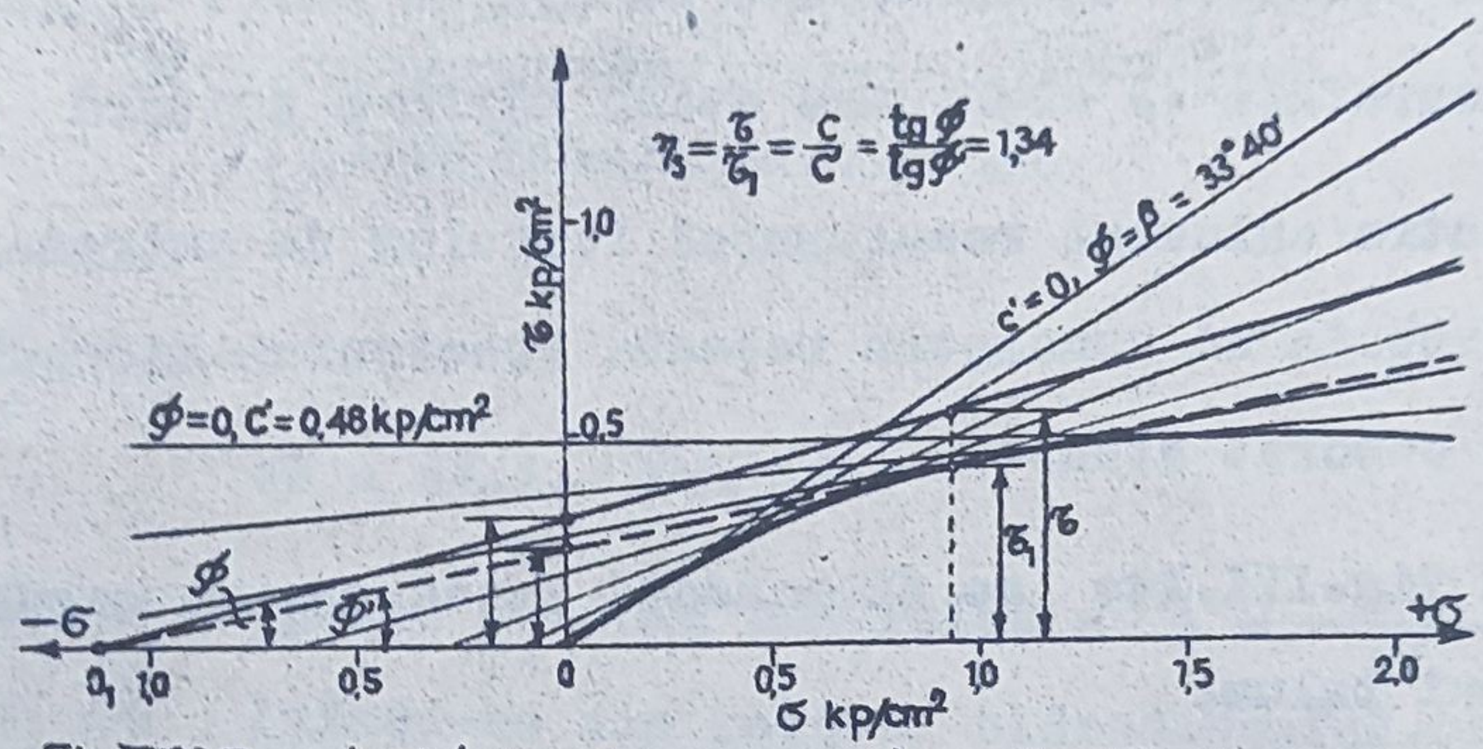


Fig.III 139 Drepte intrinseci corespunzătoare la diferite valori ale coeficientului de siguranţă.

<u>Acţiunea hidrostatică şi hidrodinamică a apei</u> . In metodele indicate s-au avut în vedere în calcul greutatea proprie a masei de pământ care alunecă precum şi eventuale sarcini suplimentare provenite din acţiunea cutremurului , şi sarcini exterioare. Acestea au fost compuse într-o rezultantă , care s-a luat în considerare în calcul.

In realitate se pot întîlni cazuri în care trebuie luată în considerare şi acţiunea hidrostatică şi hidrodinamică a apei, manifestată sub forma subpresiunii şi antrenării hidrodinamice.

Pentru a ţine seama de acţiunea sub presiunii, greutatea volumelor de pământ situate sub nivelul liber al curbei de infiltraţie al apei subterane, se calculează cu ajutorul greutăţii specifice aparente submersate γ'.

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$$

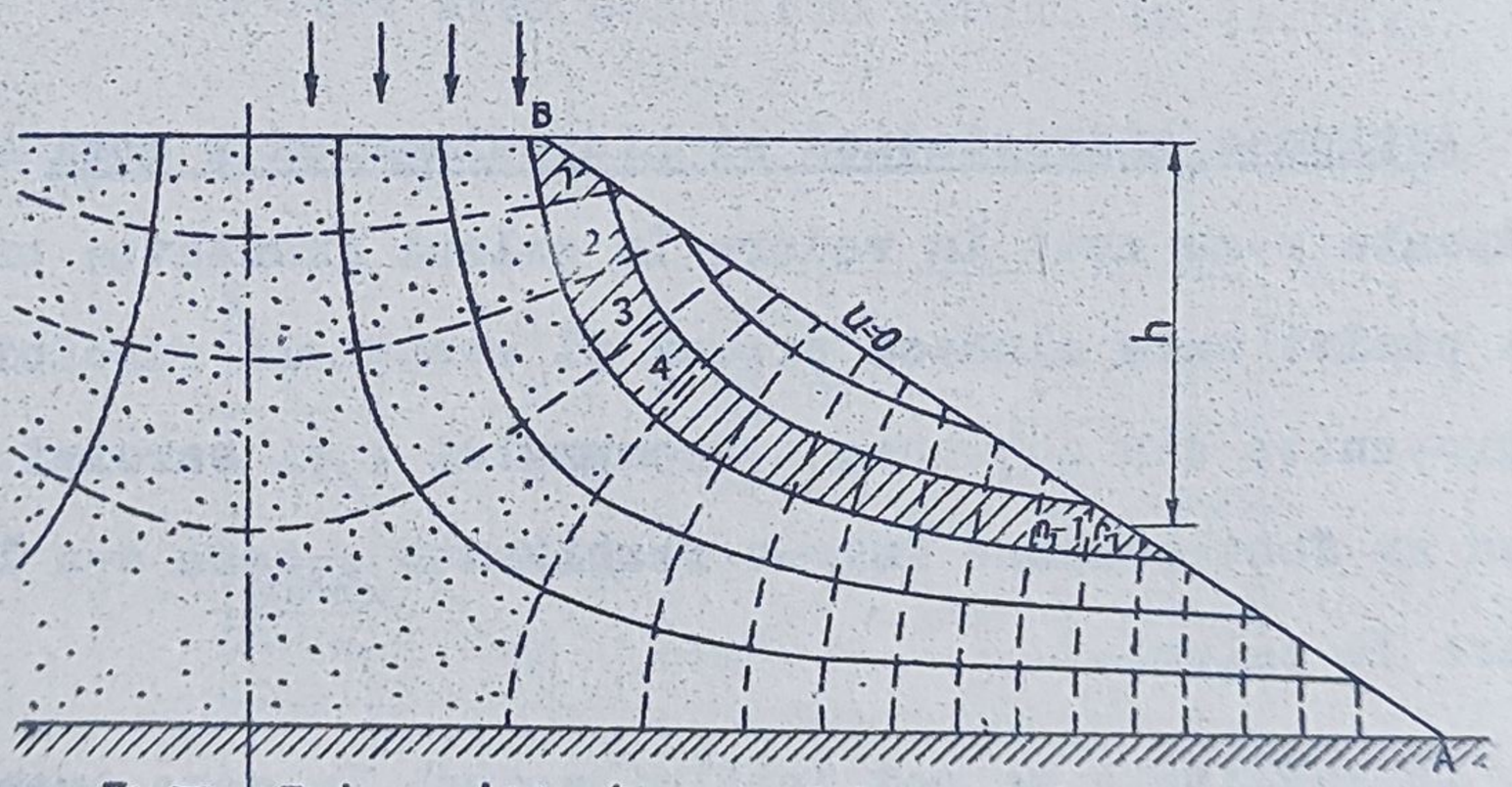
De antrenarea hidrodinamică se ţine seama introducînd în calcul forţa hidrodinamică unitară p_{hd} pe unitatea de volum egală cu

$$P_{hd} = \gamma_w . i$$

Stabilirea rezultantei subpresiunii se poate determina şi pe altă cale şi anume, se consideră pămîntul submersat saturat, şi la baza cercului de alunecare se aplică forţe hidrostatice normale la suprafaţa de alunecare avînd mărimea unitară $w = \gamma_w h_w$

Pentru calculul rezultantei forţelor de antrenare hidrodinamică, trebuie să cunoaştem reţeaua spectrului hidrodinamic pentru cazul concret studiat.

In fig.III.14o se dă această reţea pentru cazul particular al unui taluz.



FigIII.14o Reţeaua hidrodinamică într-un taluz produsă de o ploaie torenţială.

In practică cazurile cele mai des întîlnite de antrenare hidrodinamică , printr-o filtraţie staţionară, sînt provocate de infiltraţie prin corpul taluzului datorită apei subterane , sau la o ploaie torenţială sau coborîrea bruscă a nivelului apei la un baraj de retenţie executat din pămînt (fig.III.14l a şi b).

Cunoscînd un element al reţelei hidrodinamice se poate

calcula intensitatea forţei ce acţionează asupra acestui element,

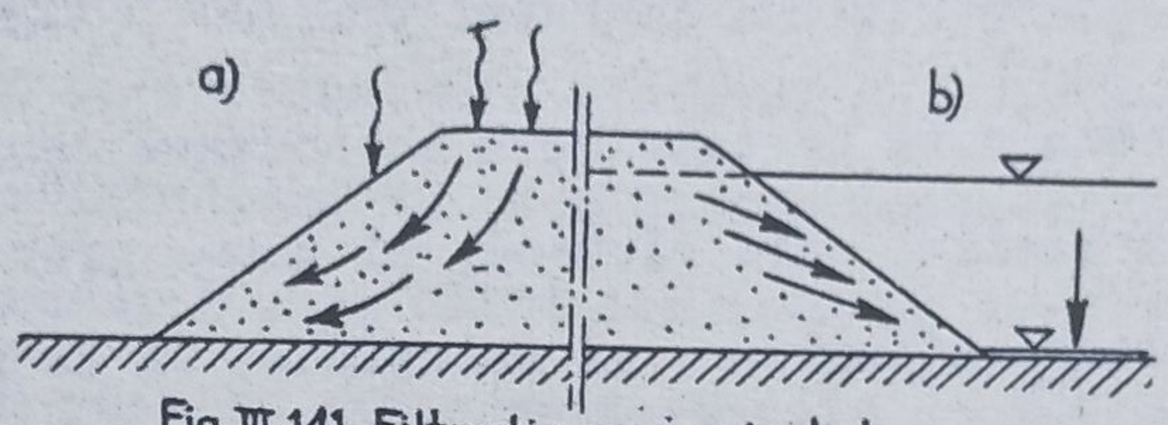


Fig III.141. Filtrația apei prin taluz .

prin relaţia :

$$dW = dV.i.\gamma_w.$$

Mărimea i se poate calcula din relaţia $i = \frac{\Delta h}{\Delta \ell}$,valorile Δh şi $\Delta \ell$ luîndu-se din reţeaua hidrodinamică.Direcţia forţei de antrenare hidrodinamică este paralelă cu linia de curent ce trece prin centrul de greutate al elementului considerat.

Dat fiind că procedeul indicat este laborios se pot folosi şi metode aproximative care simplifică acest calcul.

O primă metodă care se aplică , cînd calculul stabilităţii se face folosind metoda fîşiilor, este de a se considera forţa de antrenare hidrodinamică ce acţionează asupra părţii submersate a fîşiei. In acest caz gradientul hidraulic se calculează pentru fîşia respectivă, considerînd linia de curent ce trece prin centrul de greutate al fîşiei (fig.III.142).

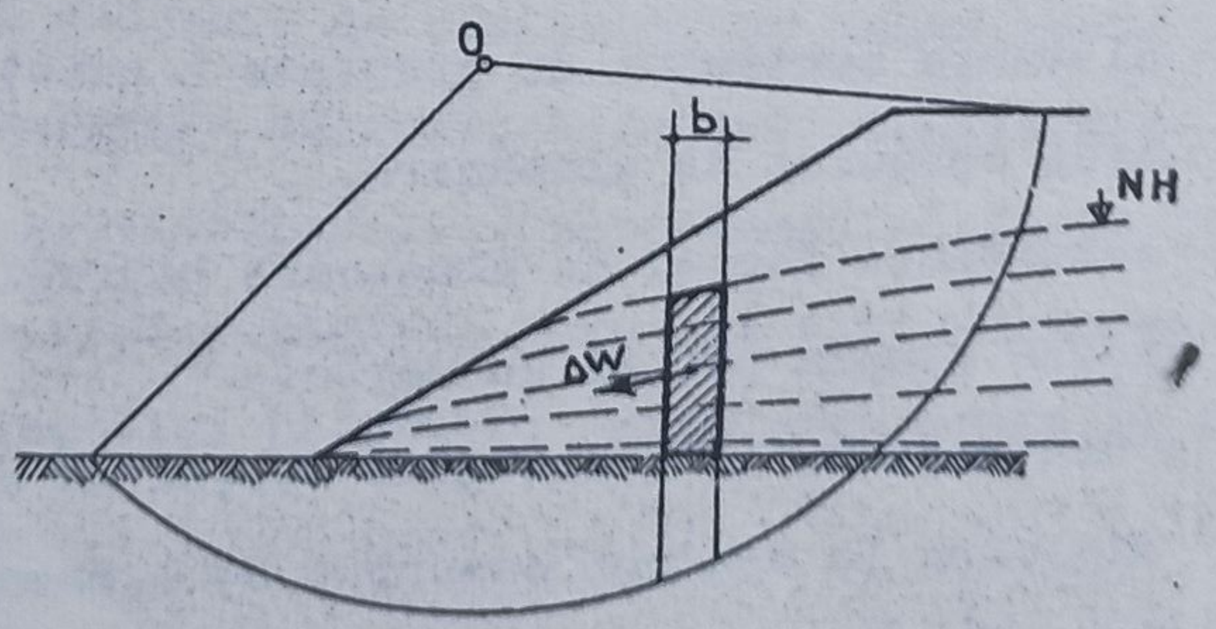


Fig III.142 Acţiunea hidrodinamică asupra fîşiei

In cazul în care se ia în considerare echilibrul întregului masiv care alunecă şi linia de alunecare este un arc de cerc, calculul forţei de antrenare hidrodinamică pentru tot masivul care alunecă se poate realiza în felul următor (fig.III.143).

Se consideră forţele care acţionează asupra apei ce este cuprinsă în masivul care alunecă, şi anume greutatea ei, forţa de antrenare hidro-dinamică , şi reacţiunea ei în planul de alunecare. Regimul de filtraţie fiind permanent, va trebui să existe un

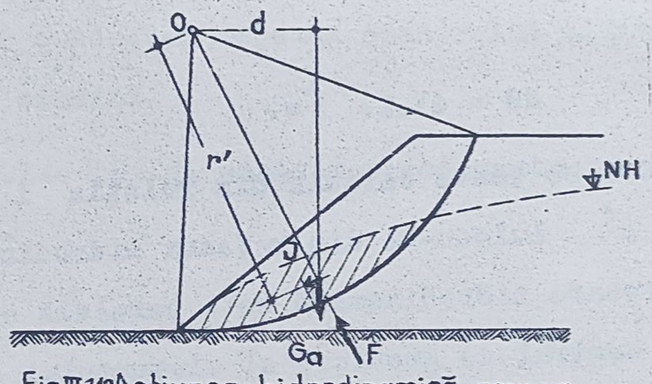


Fig.III.143 Acţiunea hidrodinamică asupra întregii părţi submersate a masivului care alunecă.

echilibru dinamic între aceste forţe. Luînd momentul faţă de centrul cercului de alunecare şi ţinînd seama că reacţiunile pe planul de alunecare fiind normale la aceasta dau o rezultantă ce trece prin centru , rezultă relaţia

$$G_a \cdot d = J \cdot r'$$

în care G_a este greutatea apei din partea submersată a masei care alunecă

d - distanţa centrului de greutate a acesteia faţă de centrul cercului de alunecare.

J - rezultanta forţei de alunecare hidrodinamică ce acţionează asupra părţii submersate.

r' - distanţa de la rezultanta forţei de antrenare hidrodinamică la centrul cercului de alunecare .

Se observă că momentul dat de rezultanta forţelor de an-

trenare hidrodinamică, poate fi înlocuit cu momentul dat de volumul de apă din partea submersată situată deasupra cercului de alunecare.

In această situaţie pentru calculul momentului forţelor care produc alunecarea se va considera pământul saturat pentru partea submersată , nemailuîndu-se în considerare momentul forţelor de antrenare hidrodinamică , ea fiind cuprinsă în efectul pământului saturat, după cum rezultă din consideraţiile de mai sus.

Pentru calculul componentei frecării , din reacţiunea terenului la forţe tangenţiale , greutatea părţii submersate se va considera în calcul acţionată de subpresiune, introducîndu-se în calcul greutatea specifică aparentă submersată.

In cazul barajelor şi digurilor de pământ, trebuie luată în considerare şi presiunea hidrostatică care se exercită asupra taluzului în contact cu apa . Pentru calcul se compune greutatea masei de pământ ce se verifică la alunecare cu rezultanta presiunii apei, obţinîndu-se astfel rezultanta forţelor care acţionează asupra taluzului.

In această situaţie s-a observat că , rezultanta reacţiunii terenului în cazul unui cerc de bază este tangentă la cercul de frecare şi trece prin mijlocul taluzului. Cercul de frecare suferă însă o deplasare în spre taluzul supus presiunii hidrostatice.

Un punct deosebit de periculos pe taluz, este punctul în care are loc emergenţa suprafeţei de infiltraţie din taluz. Aici pe lîngă forţa gravitaţională , acţionează şi forţa de antrenare hidrodinamică a apei subterane care are aici valoarea maximă , din cauza gradientului hidraulic care este maxim în acest loc (fig.III.144).

Un volum unitar M din taluz, va fi solicitat de gravitaţie precum şi de antrenarea hidrodinamică care formează un unghi α cu planul taluzului. Se presupune că acest volum unitar de pământ este submersat. Condiţia de echilibru a acestei mase de pământ este:

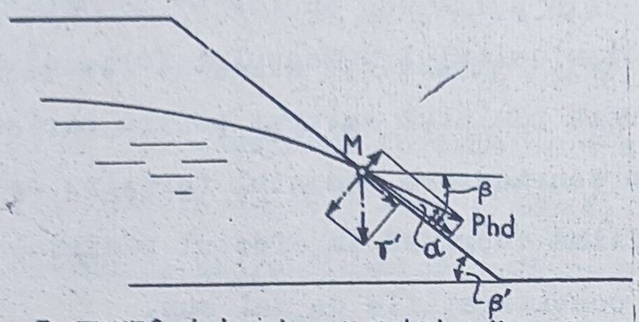


Fig.III.44 Efectul antrenării hidrodinamice.

(III.46)

$$\gamma' \sin\beta + \gamma_w \sin(\beta - \alpha)\cos\alpha = [\gamma' \cos\beta - \gamma_w \sin(\beta - \alpha)\sin\alpha]\,tg\phi + c$$

Forţa de antrenare hidrodinamică unitară fiind

$$p_{hd} = i\,\gamma_w = \gamma_w \frac{H}{L} = \gamma_w \sin\beta = \gamma_w \sin(\beta - \alpha).$$

In practică se consideră că la ieşirea din taluz curba de infiltraţie are suprafaţa liberă tangentă la taluz, deci $\alpha = 0$.

Relaţia III.46 devine

$$\gamma' \sin\beta + \gamma_w \sin\beta = \gamma' \cos\beta\, tg\phi + c$$

Se observă că acest fenomen este mai periculos, la pământuri necoezive deoarece, în acest caz $c = 0$, şi forţele care asigură stabilitatea sînt mai reduse. Pentru acest caz putem scrie

$$\sin\beta\,(\gamma' + \gamma_w) = \gamma' \cos\beta\, tg\phi$$

sau

$$tg\beta = \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w}\, tg\phi$$

Această relaţie ne dă înclinarea critică a taluzului în cazul analizat. Avînd în vedere că $\gamma' \cong \gamma_w$ relaţia se poate simplifica rezultînd :

$$tg\beta = \frac{1}{2} tg\phi \ .$$

Linie de alunecare sub forma unei spirale logaritmice.

Pentru calcule expeditive privind stabilitatea taluzelor se poate folosi spirala logaritmică , care se bucură de particularitatea că unghiul pe care-l face raza vectoare cu normala într-un punct al curbei este constant.

In cazul echilibrului limită , într-un punct, într-un masiv de pământ , reacţiunea terenului formează cu suprafaţa de alunecare un unghi de $90^\circ - \phi$, sau un unghi ϕ cu normala la aceasta suprafaţă în punctul considerat.

Soluţiile teoretice au arătat că forma liniilor de alunecare, ar corespunde unor arce de spirale logaritmice.

Unghiul dintre normală şi raza vectoare la aceste curbe se poate calcula cu relaţia :

$tg\ \theta = \frac{r'}{r}$, în care $r = r_0 e^{\theta tg\phi}$ este ecuaţia spiralei logaritmice.

Rezultă $tg\ \theta = tg\phi$, deci unghiul de înclinare este egal chiar cu unghiul de frecare interioară.

Folosind spirala logaritmică ca linie de alunecare rezultă că reacţiunile terenului vor trece toate prin polul spiralei logaritmice , ceea ce simplifică mult problema.

Dacă vom considera un taluz (fig.III.145) şi o linie de alunecare sub forma unei spirale logaritmice, echilibrul limită va fi realizat cînd momentul tuturor forţelor ce acţionează asupra masei alunecătoare faţă de polul O al spiralei va fi egal cu O.

$$Q_{.a} = \int_D^B c_{rez} \cdot r \cdot \cos\phi \, ds. \quad \text{în care} \quad ds = \frac{rd\theta}{\cos\phi}$$

Presupunînd că valoarea coeziunii este constantă în lungul arcului rezultă

$$Q_{.a} = \frac{c_{nec}}{2\,tg\phi}\,(r_D^2 - r_B^2) \qquad (III.47)$$

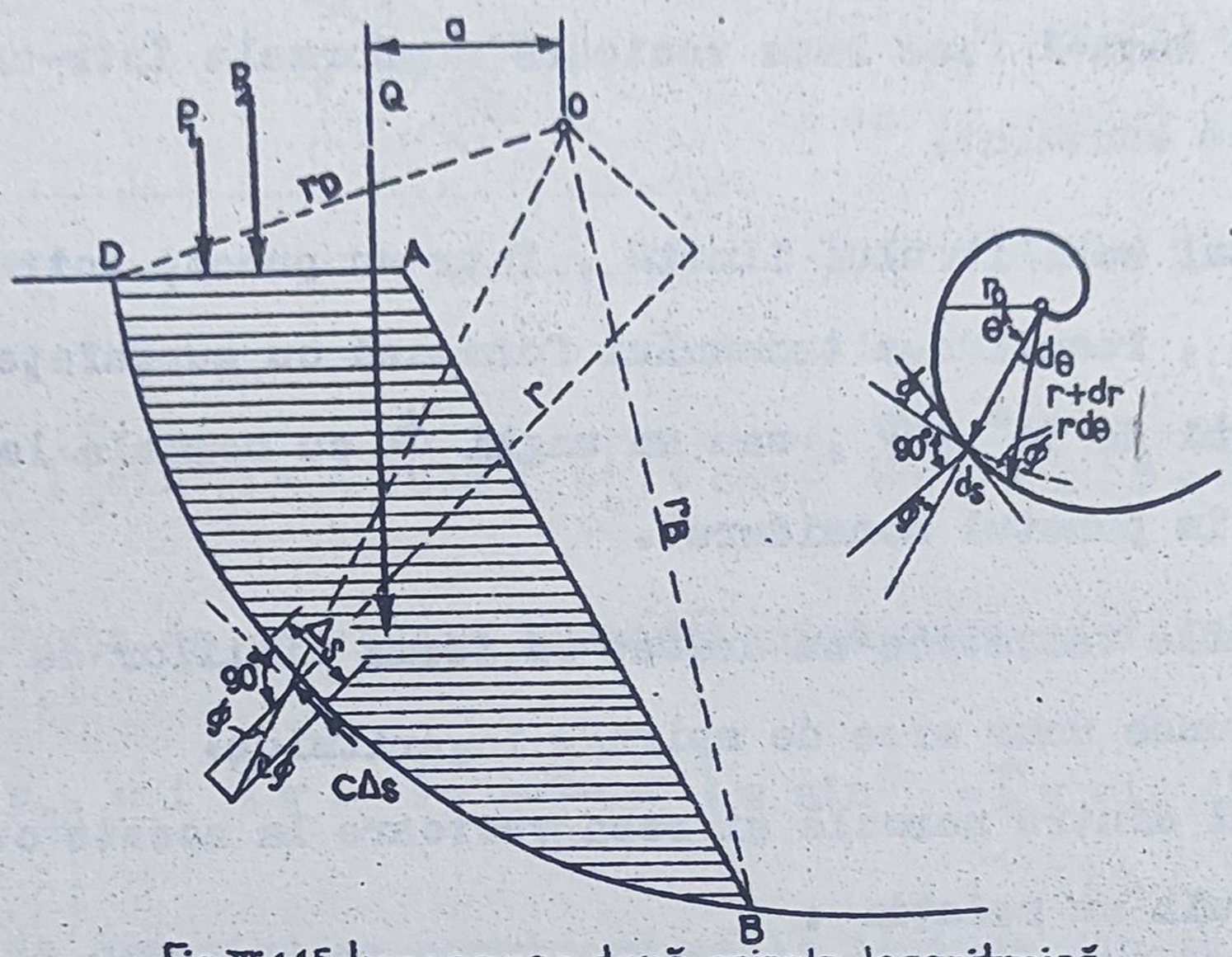


Fig.III.145. Lunecarea după spirala logaritmică

Versantul va fi stabil cînd $c_{ef} > c_{nec}$. Expresia

$\frac{r_D^2 - r_B^2}{2\,tg\phi}$ este de două ori aria suprafeţei cuprinsă între spirala logaritmică şi cele două raze vectoare. Prin încercări se determină spirala logaritmică pentru cazul cel mai defavorabil.

In cazul în care taluzul este plan se poate găsi uşor linia de alunecare cea mai periculoasă (fig.III.146) . Dacă vom considera două spirale logaritmice identice avînd polii O_1 şi O_2 decalaţi cu o distanţă dx , vom vedea că momentul dat de forţele de coeziune este acelaşi.

Momentul forţelor exterioare se modifică cu

$$M = h_{\cdot}(\frac{l}{2} - x)dx.$$

Linia cea mai periculoasă de alunecare corespunde condiţi
ei

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad \text{sau} \quad h\left(\frac{l}{2} - x\right) = 0 \quad \text{sau} \quad x = \frac{l}{2}$$

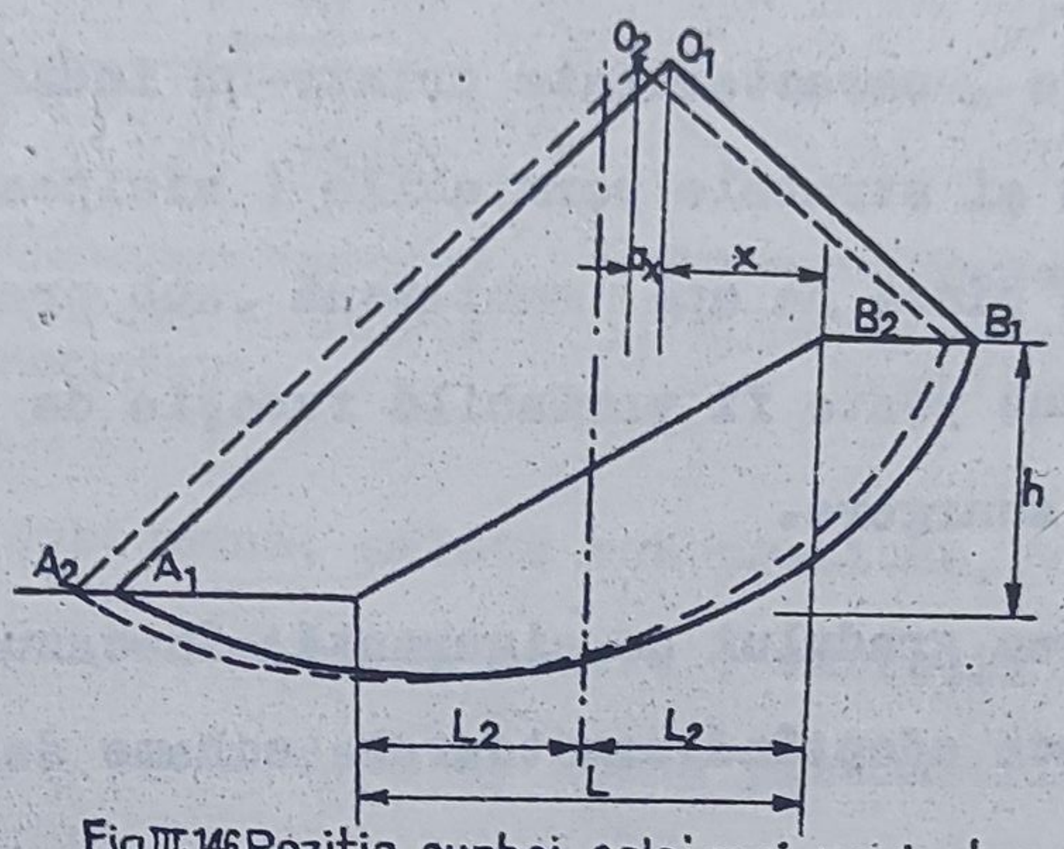


Fig.III.146 Poziţia curbei celei mai periculoase.

Rezultă că polul care corespunde cazului celui mai defavô-rabil de pe o anumită orizontală este situat pe verticala care împarte taluzul în două părţi egale . Stabilirea planului celui mai defavorabil se face mişcînd polul spiralei logaritmice pe verticala care împarte ta luzul în două părţi egale.

Pentru un teren coeziv ($\phi = o$) rezultă $r = r_o$, deci linia de alunecare este un arc de cerc.

Pentru un teren necoeziv , pentru echilibru va trebui ca rezultahta R să treacă prin O sau în stînga polului .Avantajul metodei constă în faptul că se elimină necesitatea cunoaşterii repartiţiei reacţiunilor terenului pe suprafaţa de alunecare. Metoda nu se recomandă cînd unghiul de frecare variază cu stratificaţia , sau dacă avem apă pînă la un anumit nivel.

<u>Taluz din material neomogen</u>. In determinarea gradului de siguranţă al taluzului s-a presupus pînă acum că pămîntul din care este alcătuit acesta ar fi omogen.

In realitate , în special în cazul taluzurilor naturale, această omogenitate nu există , ele fiind caracterizate printr-o anumită stratificaţie , care are o influenţă foarte mare asupra poziţiei liniei de alunecare.

Prezintă din acest punct de vădere un interes deosebit stratele argiloase , caracterizate printr-un indice de consistenţă redus , precum şi stratele permiabile (nisipoase) ,în care este cantonată o pînză de apă subterană ,sub presiune. Presiunea apei subterane poate fi variabilă funcţie de condiţiile de alimentare şi de scurgere.

Determinarea gradului de siguranţă, în cazurile menţionate mai sus, se va face adoptînd următoarele scheme de calcul.

In cazul existenţei unui strat argilos , de consistenţă redusă ,se va căuta ca cercul de alunecare, să fie cuprins în cea mai mare parte în acest strat. Pentru calcul se poate adopta fie schema suprafeţei cilindrice circulare, fie procedeul echilibrului blocurilor din care este alcătuit masivul ce urmează a fi verificat.

In cazul adoptării schemei unei suprafeţe de alunecare cilindrice circulare , se va folosi metoda fîşiilor , separarea masivului în fîşii făcîndu-se în aşa fel încît în domeniul unei fîşii să avem la baza ei un material omogen.

Calculul se conduce după relaţia III.43 în care se ţine seama de variabilitatea pe fîşii a indicilor ϕ şi c (fig.III. 147).

In metoda blocurilor , se verifică respectarea condiţiei de echilibru, pentru masivul de pămînt limitat la partea sa superioară de taluz şi acţionat de cele două masive de pămînt adiacente (fig.III.148).

In cazul existenţei unui strat permeabil în care este

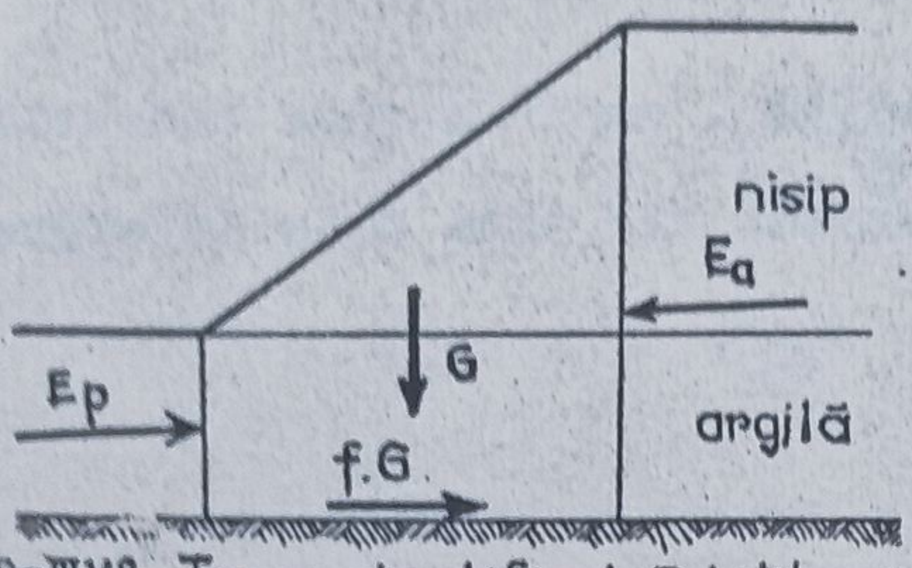


Fig.III.148 Teren stratificat. Echilibrul blocurilor.

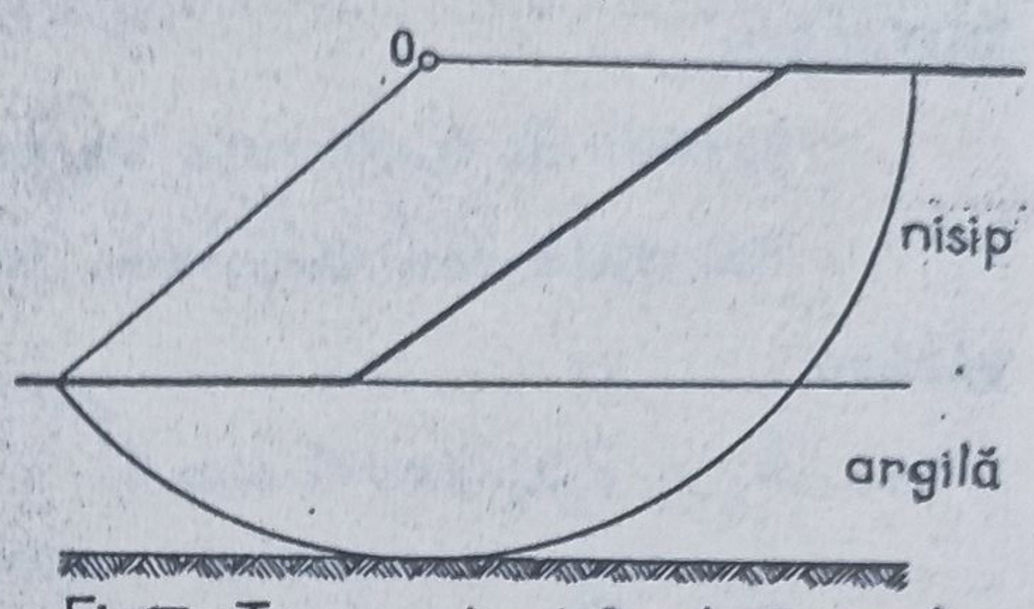


Fig.III.147 Teren stratificat. Cercul periculos de alunecare.

cantotană apa subterană, aflată sub presiune, verificarea stabilităţii va trebui să aibe în vedere , variaţia presiunii în stratul acvifer care va fi dată de linia piezometrică din acest strat.

Mărimea presiunii în fiecare punct va fi dată de cota piezometrică hw înmulţită cu greutatea specifică a apei γ_w.

$$u = h_w \gamma_w.$$

In fig.III.149 se dau diagramele de variaţie a eforturilor unitare , a presiunii apei şi a rezistenţei la forfecare a pământului.

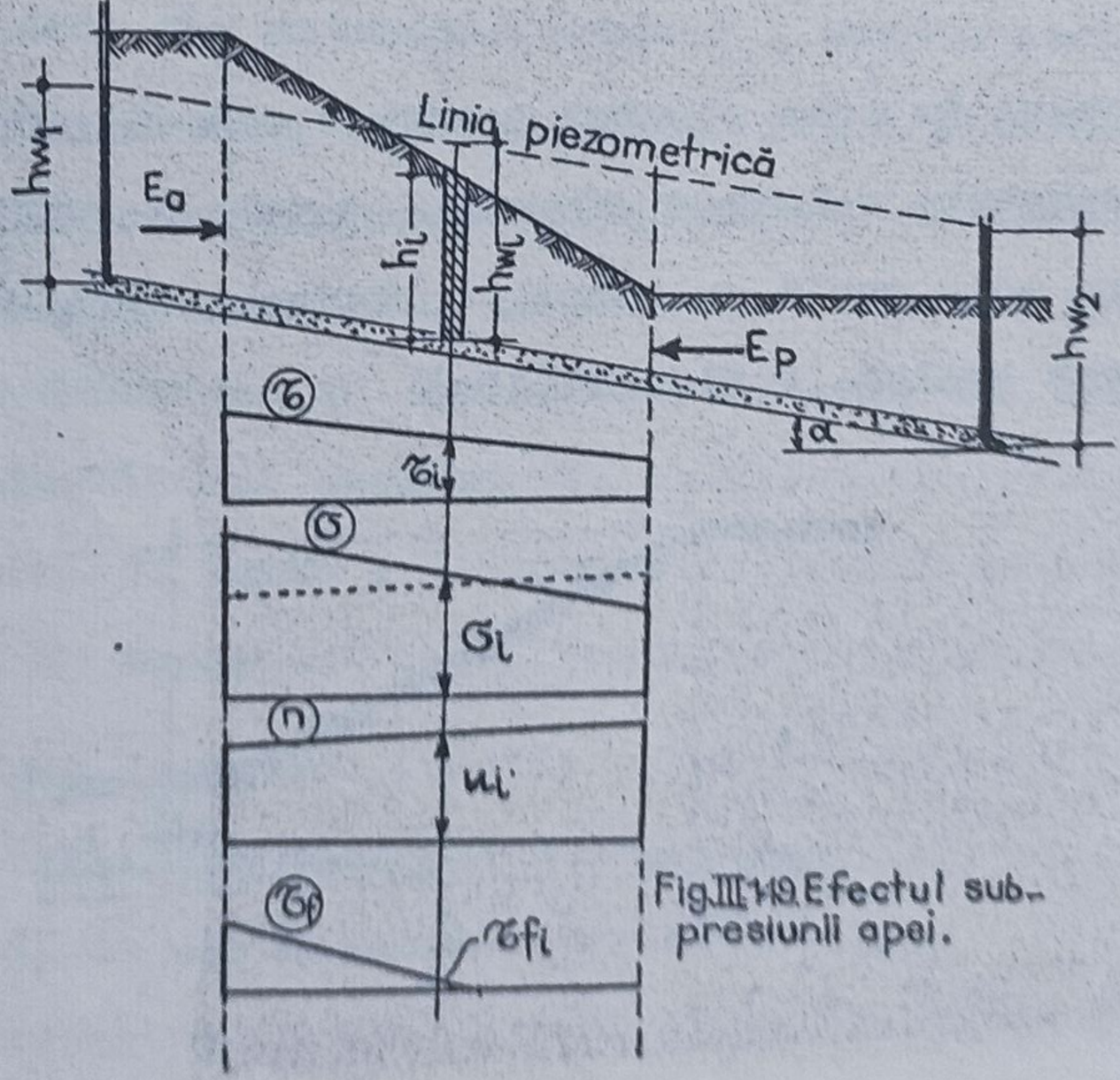


Fig.III.149 Efectul subpresiunii apei.

Se observă influenţa pe care o are presiunea apei asupra efortului unitar normal efectiv şi implicit asupra rezistenţei la forfecare.

forfecare.

Gradul de siguranţă se determină , ca în metoda blocurilor,

Valorile din diagrame, în punctul "i" sînt date de expresiile:

$$\tau_i = \gamma_a h_i \cos\alpha \sin\alpha$$

$$\sigma_i = \gamma_a h_i \cos^2\alpha$$

$$u_i = \gamma_w h_{wi}$$

Rezistenţa la forfecare în punctul i va fi deci

$$\tau_{fi} = \sigma'_i \operatorname{tg}\phi = (\sigma_i - u_i)\operatorname{tg}\phi = (\gamma_a h_i \cos^2\alpha - \gamma_w h_{wi})\operatorname{tg}\phi$$

Se observă că acolo unde $u_i > \sigma_i$, rezistenţa la forfecare nu poate fi luată în considerare.

Pentru echilibru va trebui ca

$$\bar{E}_a + \bar{T} = \bar{T}_f + \bar{E}_p \qquad \bar{T} = \sum \bar{\tau} \qquad \bar{T}_f = \sum \bar{\tau}_f$$

In cazul în care stratul acvifer este orizontal, şi presiunea apei depăşeşte valoarea efortului unitar normal (rezistenţa la forfecare este egală cu zero), echilibrul este asigurat numai de împingerea pasivă .(fig.III.15o)

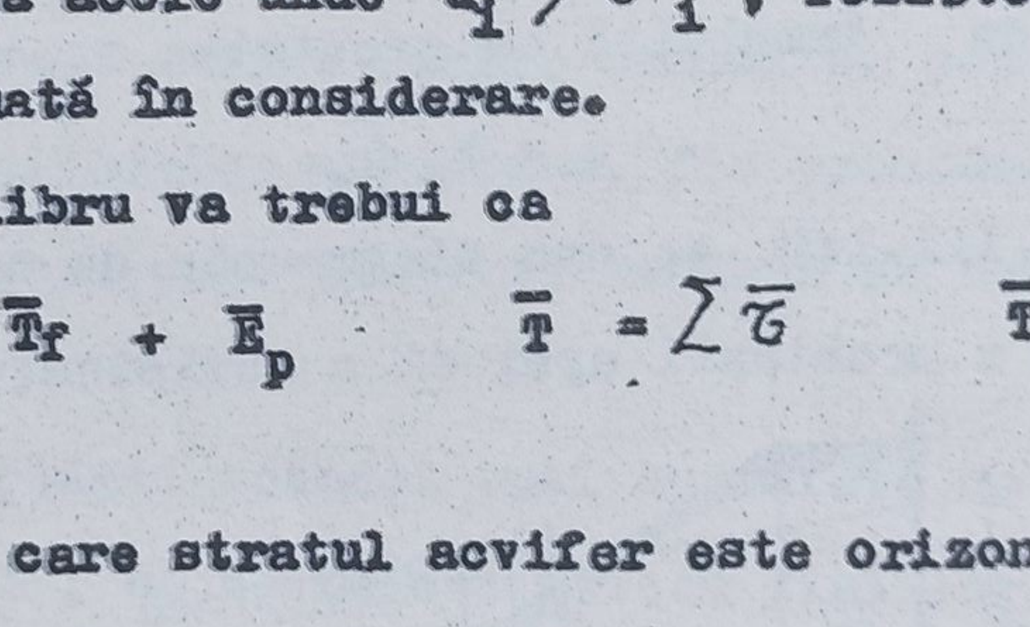


Fig.III.15o Efectul subpresiunii apei

In caz de echilibru limită $E_p = E_a$.

Folosind notaţiile din figurá

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_a (h + h_1)^2 - 2c(h + h_1)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_a h_1^2 + 2 c h_1$$

Egalînd cele două împingeri , se obţine relaţia

$$\frac{1}{2}\gamma + \frac{h_1}{h} - \frac{2c}{h} - \frac{2ch_1}{h^2} = 0.$$

de unde se poate determina înălţimea h a taluzului .

Dacă neglijăm înălţimea h_1 în raport cu h, se obţine pentru înălţimea critică h a taluzului expresia

$$h = \frac{4c}{\gamma_a} .$$

<u>Alunecarea versanţilor</u>. În urma fenomenelor de denudaţie, pe pantele denivelărilor scoarţei terestre se formează depozite deluviale alcătuite din materiale erodate , transportate şi depuse pe aceste pante. Aceste materiale fiind puţin consolidate , supuse apelor de şiroire şi forţei gravitaţionale , se caracterizează printr-o stabilitate redusă , dînd naştere deseori la fenomene cunoscute sub denumirea de deplasări de teren. Cel mai des se întîlnesc porniturile sau deplasările de teren cunoscute sub denumirea de alunecări de teren , In aceste deplasări de teren apa are un rol la fel de important ca şi forţa gravitaţională.

Din punct de vedere practic se cere rezolvată problema verificării stabilităţii acestui material deluvial, ea fiind cunoscută sub denumirea de stabilitate a versanţilor.

Spre deosebire de taluz, aici planul înclinat al versantului are o lungime foarte mare în raport cu grosimea deluviului.

De asemenea şi diferenţele de nivel între punctul cel mai înalt al planului înclinat şi baza lui sînt mult mai mari.

Din motivele arătate mai sus , versanţii pot fi consideraţi ca nişte taluze de lungime infinită . Schema de calcul, ţinînd seama de aspectul plan al problemei este semiplanul înclinat faţă de orizontală cu un unghi de valoare η .

Pornind de la constatarea că fenomenul de rupere în pământ este provocat de depăşirea rezistenţei sale la forfecare, pentru ca să poată apare ruperea într-un punct al acestui semiplan , trebuie asigurată condiţia

$$\tau \geq c + \sigma' tg\phi$$

sau dacă avem în vedere , componentele coeziunii

$$\tau \geq c_c + c_w + c_a + \sigma' tg\phi$$

Din practică s-a constatat că aceste mişcări de mai mică sau mai mare amploare în lungul versanţilor se pot prezenta şi sub forma unor deplasări mici şi avînd viteze reduse şi care nu afectează continuitatea deluviului, denumite crep (curgere lentă) fie sub forma unor deplasări bruşte, care antrenează mari mase de pământ ce sînt dislocate şi deplasate pe distanţe mari (alunecări de teren propriu zise).

O explicaţie a apariţiei acestor două forme de deplasări de teren constă în gradul în care a fost mobilizată rezistenţa disponibilă din materialul respectiv.

Dacă efortul unitar exterior τ este mai mare decît $c_c + c_a + \sigma' tg\phi$ şi mai mic decît $c_c + c_a + c_w + \sigma' tg\phi$ în teren apar deformaţii , care nu duc la discontinuitatea masivului din cauza caracterului reversibil al coeziunii electromoleculare c_w. Deplasarea se reduce la o curgere a acestui material , a cărei viteză depinde de coeficientul său de vîscozitate.Ea se pro-

duce sub acţiunea efortului unitar tangenţial $\Delta\tau = \tau - (c_c + c_a + \sigma' tg\phi)$ şi se supune legii curgerii lichidelor vîscoase stabilite de Newton

$$\Delta\tau = \eta \frac{dv}{dy} \qquad (III.48)$$

In cazul în care $\tau \gg c_c + c_a + c_w + \sigma' tg\phi$, se distruge continuitatea masivului prin distrugerea integrală şi a coeziunii electromoleculare. Alunecarea are un caracter de rupere, prin desmembrarea masivului.

In ambele cazuri cauza deplasării este valoarea mare a efortului unitar tangenţial.

Luînd ca schemă semiplanul înclinat străbătut fie un curent de apă subterană paralel cu suprafaţa , mărimea efortului unitar tangenţial τ provenit din greutatea proprie a pămîntului şi a acţiunii hidrodinamice a apei se poate determina după cum urmează (fig.III.151).

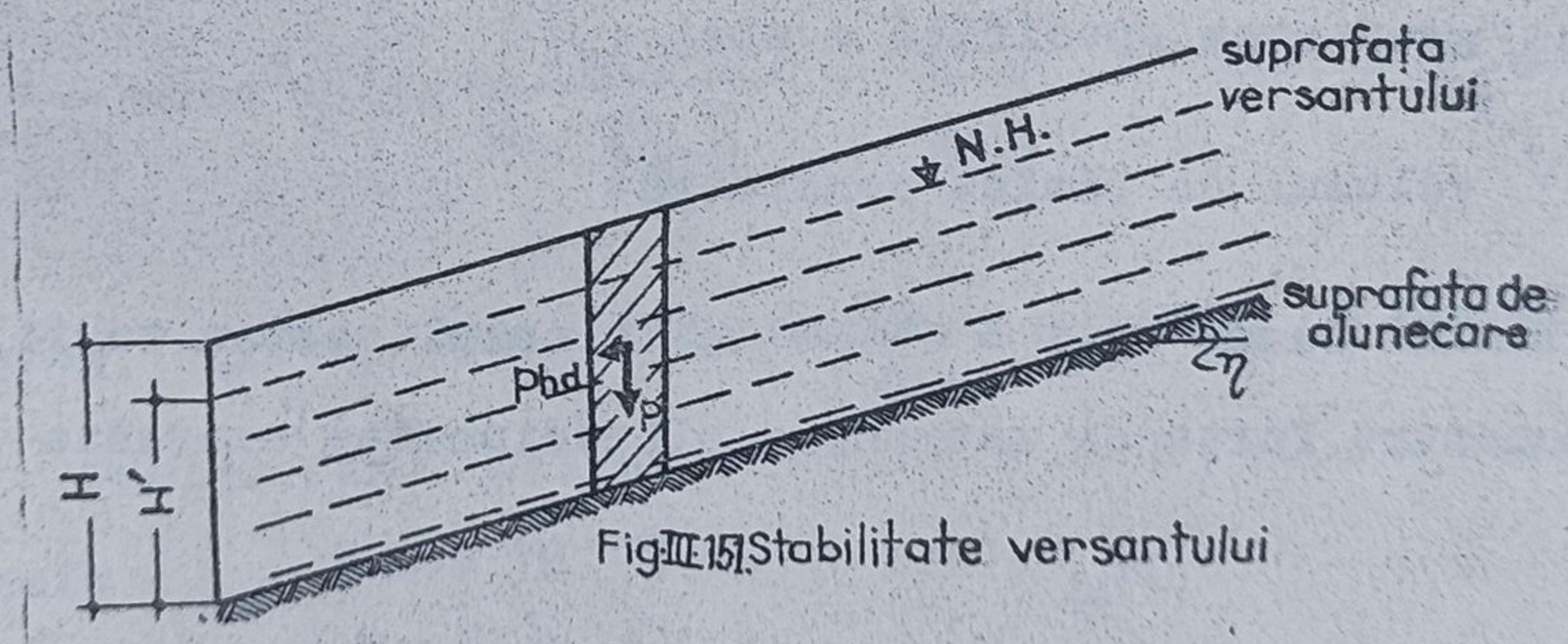


Fig.III.151. Stabilitate versantului

Greutatea prizmei de pămînt avînd o suprafaţă unitară în proiecţie orizontală , ţinînd seama şi de partea submersată va fi

$$p = \gamma_a (H - H') + \gamma' H'$$

în care γ_a este - greutatea specifică aparentă

γ' - greutatea specifică submersată

H - grosimea totală a stratului

H' - grosimea stratului submersat.

Raportînd acest efort unitar la suprafaţa înclinată paralelă cu cea a versantului , corespunzătoare suprafeţei unitare, obţinem

$$p = \left[\gamma_a (H - H') + \gamma' H' \right] \cos \eta$$

Eforturile unitare normale şi tangenţiale, componente ale efortului unitar p, vor fi

$$\sigma = \left[\gamma_a (H - H') + \gamma' H' \right] \cos^2 \eta$$

$$\tau = \left[\gamma_a (H - H') + \gamma' H' \right] \cos \eta \sin \eta$$

Mărimea forţei de antrenare hidrodinamică , provocată de scurgerea apei în partea de jos a fîşiei de deluviu considerate, se poate calcula cu relaţia

$$P_{hd} = i \cdot \gamma_w \cdot V$$

în care:

P_{hd} este presiune hidrodinamică

i gradientul hidraulic

γ_w greutatea specifică a apei

V volumul de pămînt considerat

Ţinînd seama că $i = \frac{\Delta H}{\Delta L}$, în cazul nostru va fi $\sin \eta$, rezultă pentru forţa de antrenare hidrodinamică expresia

$$P_{hd} = \sin \eta \cdot \gamma_w H' \cos \eta$$

Avînd în vedere că acest efort este de natură unui efort unitar tangenţial, îl adunăm la τ .

Se obţine

$$\sigma = \left[\gamma_a (H - H') + \gamma' H' \right] \cos^2 \eta$$

$$\tau = \left[\gamma_a (H - H') + \gamma' H' \right] \cos \eta \sin \eta + \gamma_w H' \cos \eta \sin \eta$$

Regrupînd termenii rezultă

$$\sigma = \left[\gamma_a(H - H') + \gamma' H'\right] \cos^2\eta$$

$$\tau = \gamma_a(H - H')\cos\eta \sin\eta + (\gamma' + \gamma_w)H'\cos\eta\sin\eta$$

Dar $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1-n)$, deci $\gamma' + \gamma_w = \gamma_s(1-n) + n\gamma_w = \gamma_{sr}$

γ_{sr} - este greutatea specifică a pământului saturat .Rezultă că

$$\tau = \gamma_a(H-H')\cos\eta\sin\eta + \gamma_m H'\cos\eta\sin\eta$$

Gradul de siguranţa al versantului faţá de rupere în punctul respectiv, se poate exprima prin raportul $\frac{\tau_f}{\tau}$ deci

$$n_s = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{c + \sigma \operatorname{tg}\varphi}{\tau} = \frac{c + \left\{\left[\gamma_a(H-H') + \gamma' H'\right]\cos^2\eta - u\right\}\operatorname{tg}\varphi}{\gamma_a(H - H')\cos\eta\sin\eta + \gamma_{sr} H'\cos\eta\sin\eta} \qquad (III.49)$$

- u este presiunea apei din pori

In cazul echilibrului limitá $n_s = 1$ şi obţinem relaţia

$$\frac{c}{\gamma_{sr}H} = \cos^2\eta\left\{\operatorname{tg}\eta\left[\frac{\gamma_a(H-H')}{\gamma_{sr}H} + \frac{H'}{H}\right] - \left[\frac{\gamma_a(H-H')}{\gamma_m H} + \frac{\gamma' H'}{\gamma_m H} - \frac{u}{\gamma_{sr}H\cos^2\eta}\right]\right.$$

Expresia $\frac{c}{\gamma_{sr}H}$ poartă denumirea de indice de stabilitate

Pentru cazul mai simplu cînd $H' = H$ şi $u = o$ se obţine expresia

$$\frac{c}{\gamma_n H} = \cos^2\eta\left[\operatorname{tg}\eta - \frac{\gamma_{sr} - \gamma_w}{\gamma_{sr}}\operatorname{tg}\varphi\right]$$

Cînd nu avem apă în versant $H' = o$ şi $u = o$, iar $\gamma_{sr} = \gamma_a$, rezultă

$$\frac{c}{\gamma_{sr}H} = \cos^2\eta(\operatorname{tg}\eta - \operatorname{tg}\varphi)$$

In tratarea problemei acţiunii apei asupra stabilităţii

versanţilor s-a presupus cá nivelul apei subterane este dat de grosimea H' a stratului submersat.

Deseori în versant se întîlneşte un strat permeabil în care apa cantonatá este sub presiune , In aceastá situaţie H'=0, stratul acoperitor fiind impermeabil, presiunea apei din pori se poate calcula funcţie de cota liniei piezámetrice din punctul respectiv ca fiind hw. γ_w.

In acest caz expresia gradului de siguranţá devine

$$n_s = \frac{c + [\gamma_a H \cos^2\eta - hw\ \gamma_w]\ tg\phi}{\gamma_a H \cos\eta \sin\eta}$$

Impárţind prin $\gamma_a H \cos^2\eta$ rezultă

$$n_s = \frac{\left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_a}\ \frac{hw}{H}\ \frac{1}{\cos^2\eta}\right] tg\phi + \frac{c}{\gamma_a H \cos^2\eta}}{tg\eta}$$

Panta oriticá va fi datá de tg η pentru $n_s = 1$.

$$tg\eta = \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_a} \cdot \frac{hw}{H} \cdot \frac{1}{\cos^2\eta}\right] tg\phi + \frac{c}{\gamma_a H \cos^2\eta}$$

Cum unghiul unui versant cu tendinţe de alunecare este în general de $14^0 - 15^0$, iar raportul $\frac{\gamma_w}{\gamma_a} \simeq \frac{1}{2}$ se poate considera în mod aproximativ $\cos^2\eta = 0,96 \simeq 1$ şi relaţia devine

$$tg\eta = \left[1 - \frac{1}{2}\ \frac{hw}{H}\right] tg\phi + \frac{c}{\gamma_a H}.$$

Se observá cá existenţa unui strat acvifer cu apă sub presiune reduce în mod simţitor unghiul versantului .

Pentru hw = H şi c =0 tg $\eta = \frac{1}{2}\ tg\phi$.

Cunoscînd în fiecare punct al versantului , efortul unitar normal , efortul unitar tangenţial, presiunea apei din stratul

acvifer şi caracteristicile rezistenţei la forfecare se poate desena o diagramă, care să oglindească gradul de siguranţă (fig.III. 152)

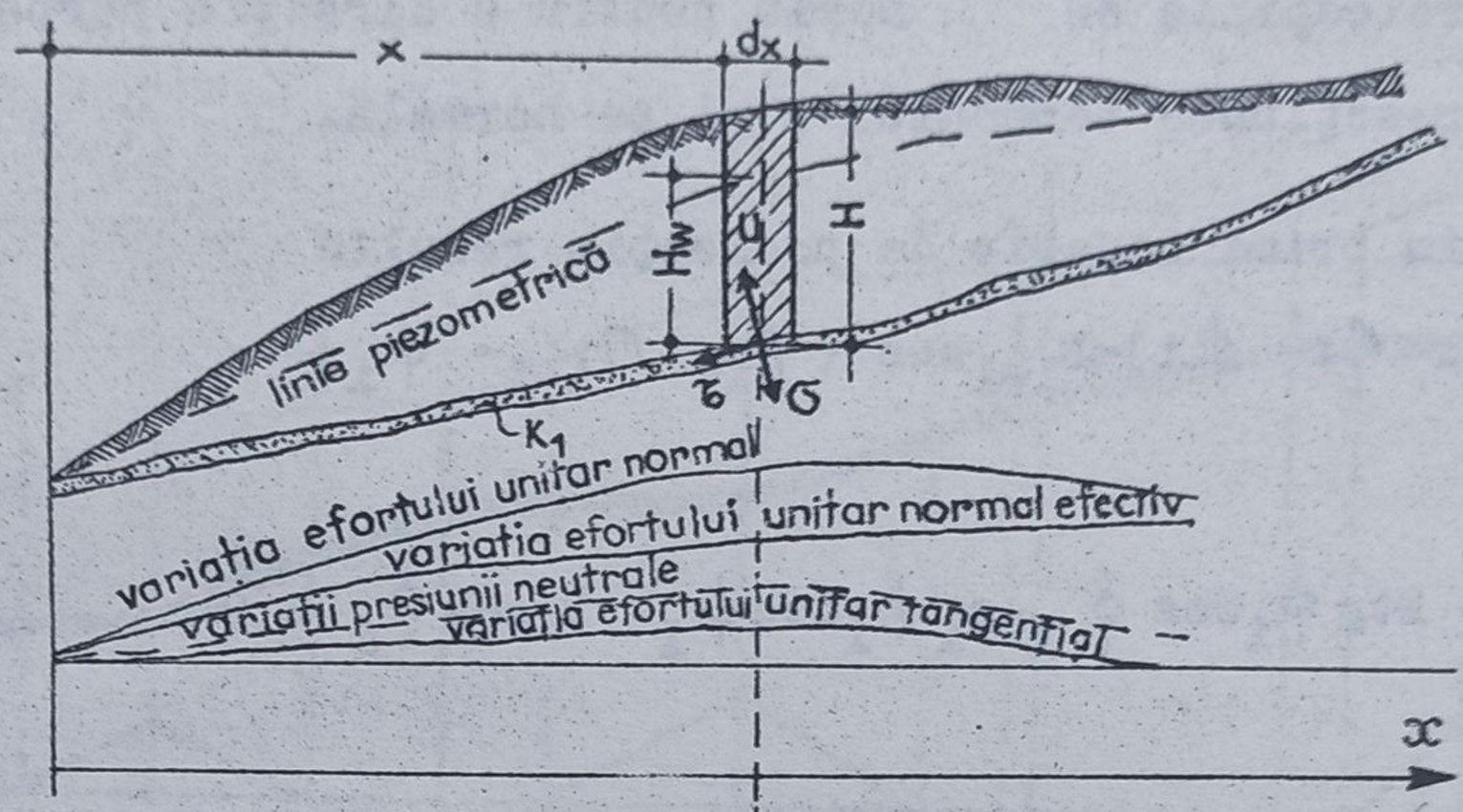


Fig.III.152 Verificare stabilităţii versantului.

Prof. Sahunianţ pornind de la aceleaşi principii ,stabileşte o metodă de verificare a unui versant , la care stratul de deluviu , reazemă pe o rocă cu proprietăţi mecanice foarte bune (fig.III.153).

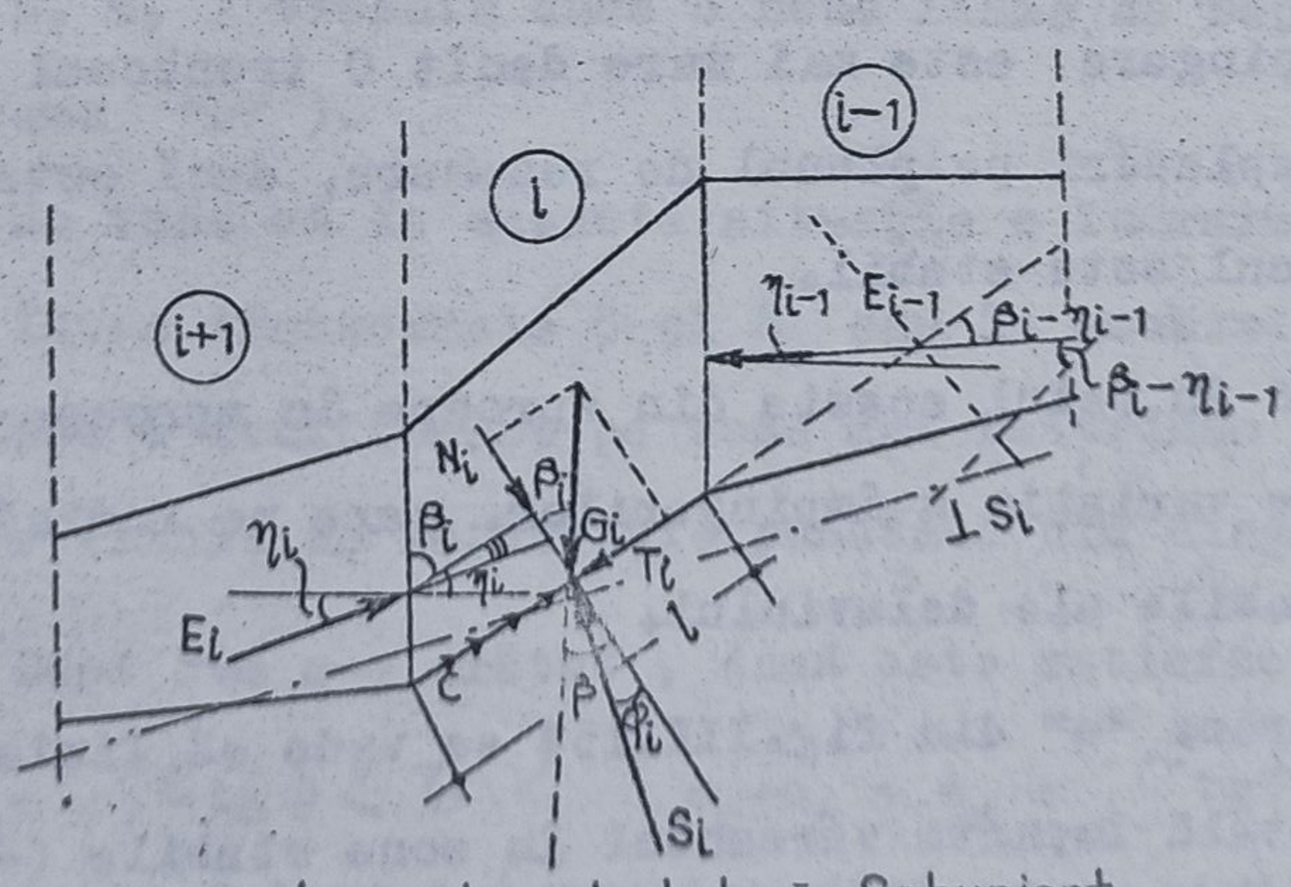


Fig.III.153 Schema de calcul după Şahuniant

Pentru verificarea stabilităţii , împarte deluviul în blocuri la care în mod aproximativ partea superioară şi inferioară se pot considera rectilinii.

Scriind ecuaţiile de echilibru, de proiecţii, pentru forţele care acţionează asupra unui bloc, deduce împingerea din aval asupra blocului respectiv , în ipoteză că cea din amonte este cunoscută.

Proiecţiile se scriu pentru o direcţie perpendiculară pe S_1 (reacţiunea terenului) şi pe normală.

Din prima ecuaţie de proiecţie rezultă

$$E_i \cos(\beta_i - \eta_i - \phi_i) - E_{i-1} \cos(\beta_i - \eta_{i-1} - \phi_i) +$$

$$+ N \operatorname{tg}\phi_i \cos\phi_i + c_i \ell_i \cos\phi_i - T\cos\phi_i = 0$$

$$E_i = \frac{(T - N_i f_i - c_i \ell_i)\cos\phi_i}{\cos(\beta_i - \eta_i - \phi_i)} + E_{i-1}\frac{\cos(\beta_i - \eta_{i-1} - \phi_i)}{\cos(\beta_i - \eta_i - \phi_i)} \quad \text{(III.5o)}$$

Pentru rezolvarea practică a problemei se calculează în mod obişnuit împingerea pământului din primul tronson care introdusă în relaţia III.5o ne dă împingerea pe tronsonul următor. Dacă această împingere este mai mare decît 0 tronsonul este susceptibil unei deplasări pe planul de rezemare, dacă este mai mică decît 0, tronsonul este stabil.

Procedînd în felul acesta din aproape în aproape se obţine o diagramă de variaţie a împingerilor, care ne indică părţile stabile şi instabile ale deluviului.

Din diagrama "a" din fig.III.154 se vede că linia de repartiţie orizontală împarte versantul în zone stabile (-E) şi zone instabile (+E) . Acestea se echilibrează în ansamblu pe tot versantul dar pe anumite zone , este posibilă pierderea stabilităţii.

Astfel dacă se admite că pământul rezistă la întindere

linia de repartiţie din diagrama "a" indică zonele în care versantul se echilibrează pe diferite tronsoane . De exemplu tronsonul 5 echilibrează în parte alunecare de pe tronsonul 4.

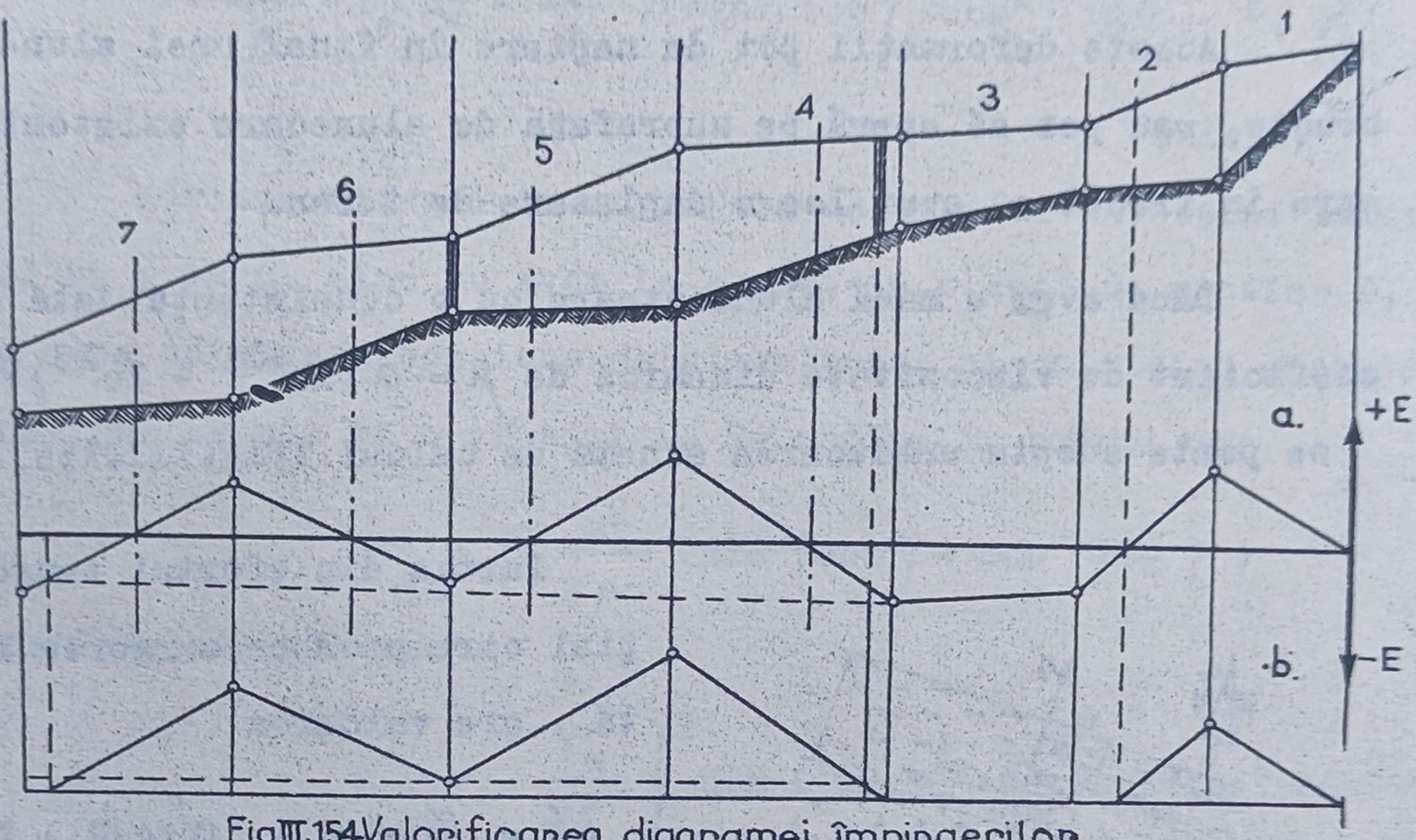


Fig III.154 Valorificarea diagramei împingerilor

Dacă pămîntul nu rezistă la întindere în zona tronsoanelor 4, 5, 6, 7 trebuie dusă o nouă linie de repartiţie (diagrama "b").

Se vede că în această situaţie o lucrare de sprijin executată între tronsoanele 5 şi 6 sau în amontele tronsonului 4 poate duce o echilibrare pe zone mai restrînse decît zona 4,5,6,7. (linia de repartiţie punctată din diagrama "b")

După cum s-a arătat , dacă este satisfăcută relaţia $c_c + c_a + \sigma' tg\phi < \tau < c_c + c_a + c_w + \sigma' tg\phi$, pierderea stabilităţii deluviului are loc fără semne vizibile .Aceste fenomene se leagă de procesele reologice , care produc deformaţii lente de lungă durată ale deluviului respectiv şi sînt cunoscute sub denumirea de curgere lentă. Ele sînt strîns legate de asemenea de scăderea rezistenţei argilelor prin deformarea lor un

timp îndelungat.

Scăderea în timp a rezistenţei argilelor se explică (vezi rezistenţa la forfecare) prin apariţia unor deformaţii specifice unghiulare care dus la distrugerea coeziunii de cimentaţie ,care este ireversibilă .

Aceste deformaţii pot da naştere în final unei alunecări bruşte, sau pot să apară pe suprafaţă de alunecare existentă,pe care în trecut a avut loc o deplasare de teren.

Dacă avem o masă alunecătoare cu o consistenţă dată de un coeficient de vîscozitate dinamică de $\mu = a(10^{+11} - 10^{13})$ poise se poate adopta următoarea schemă de calcul.(fig.III.155).

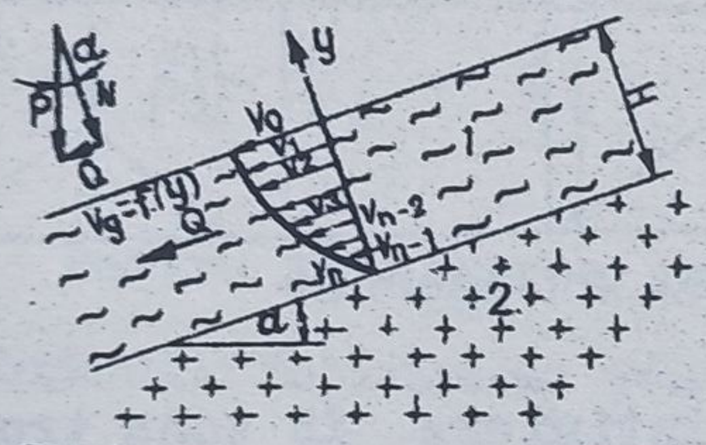


Fig.III.155. Curgerea latentă a deluviului

Partea din efortul tangenţial care produce curgerea lentă , are valoarea

$$\Delta\tau = \tau - (c_c + \sigma' tg\Phi),$$ în care am neglijat coeziunea aparentă c_a.

Notînd cu H grosimea deluviului , efortul unitar tangenţial şi unitar normal vor fi

$$\tau = \gamma_a(H - y)\sin\eta\cos\eta$$

$$\sigma = \gamma_a(H - y)\cos^2\eta$$

y este poziţia punctului în care s-au determinat eforturile unitare , faţă de baza deluviului

Folosind relaţia dată de Newton

$$dv = \frac{1}{\mu}\Delta\tau \cdot dy$$

sau explicitînd pe $\Delta\tau$, obţinem :

$$dv = \frac{1}{\mu}\left[\gamma_a(H-y)\sin\eta\cos\eta - (c_c + \gamma_a(H-y)\cos^2\eta\, tg\phi)\right] dy$$

Presupunînd viteza la baza deluviului egală cu 0, şi integrînd rezultă

$$v = \frac{1}{\mu}\left[\gamma_a\left(Hy - \frac{y^2}{2}\right)(\sin\eta\cos\eta - \cos^2\eta\, tg\phi) - c_c\, y\right]$$

(III.51)

Mărimea vitezei la suprafaţa deluviului se obţine înlocuind pe y cu H, cînd nu avem la suprafaţă o zonă de grosime D, în care să existe coeziune de cimentaţie, şi cu D cînd această coeziune există pe o grosime D. Se obţine în primul caz

$$v_{c_c=0} = \gamma_a \frac{H^2}{2\mu}(\sin\eta\cos\eta - \cos^2\eta\, tg\phi)$$

iar în al doilea caz

$$v_{c_c\neq 0} = \frac{\gamma_a}{\mu}\left[H(H-D) - \frac{(H-D)^2}{2}\right](\sin\eta\cos\eta - \cos^2\eta\, tg\phi)$$

$$\leq \frac{c_c}{\mu}(H-D)$$

Pe porţiunea de grosime D, existînd coeziunea de cimentaţie , viteza este constantă. Grosimea acestei zone se poate determina , punînd condiţia ca la adîncimea D, τ să fie egal cu pragul de curgere $\tau_{lim} = \sigma' tg\phi + c_c$, deci

$$\tau = \gamma_a D \sin\eta\cos\eta = \gamma_a D \cos^2\eta\, tg\phi + c_c$$

Rezultă :

$$D = \frac{1}{\gamma_a}\,\frac{c_c}{\sin\eta\cos\eta - \cos^2\eta\, tg\phi}$$

Din relaţiile care dau viteza de mişcare a deluviului se observă, că viteza depinde de grosimea deluviului ,şi creşte

odată cu ea.

Intr-un deluviu lipsit de coeziune de cimentaţie, mişcarea se întrerupe (v = o) pentru $\alpha = \phi$.

Cum ϕ şi c sînt funcţie de umiditate, rezultă că prin saturarea unui deluviu, putem avea $c \simeq 0$ şi ϕ foarte mic, astfel că avem mişcări în deluviu chiar la pante foarte mici.

In cazul în care în stratificaţia versantului întîlnim un strat argilos , sub straturi rigide , pornind de la aceleaşi ipoteze de calcul, se obţine următoarea expresie pentru viteza de deplasare.

$$v = \frac{\gamma_a H}{\mu}\left[\sin\eta\cos\eta - \left(\cos^2\eta\ tg\phi + \frac{c_c}{\gamma_a H}\right)\right] d.$$

în care d este grosimea stratului argilos

După cum s-a arătat, creşterea deformaţiei , duce în timp la scăderea rezistenţei structurale , crescînd astfel partea activă a efortului unitar tangenţial. In felul acesta , creşte viteză de deplasare , deci apare în timp o acceleraţie ,care duce în final la apariţia , unei alunecări propriu zise, satisfăcîndu-se condiţia

$$\tau > c_w + c_c + \sigma' tg\phi .$$

In toate calculele făcute s-a presupus că coeficientul de vîscozitate dinamică este constant. Ori în realitate acest coeficient este variabil cu temperatura şi umiditatea , ceea ce poate duce la accelerări şi încetiniri ale mişcării.

In cazul în care argilele trec în stare plastic curgătoare se aplică legile curgerii vîscoase din hidraulică.

$$v \simeq \frac{3}{8}\ \frac{\gamma_a}{\mu}\ J\ .H^2$$

J - gradientul hidraulic.

Bibliografie

1.-Andrei S. Apa în pămînturile nesaturate.Buc.1967

2.-Babkov V.F.Gherburg A.V. Osnovî gruntovedenija i mechaniki gruntov. Moskva 1964

3.-Bally R.J. Metode electrice de îmbunătăţire a pămînturilor în lucrările de construcţii. Bucureşti 1957

4.-Berezanţev V.G. Ksenofontov A.I. Platonov E.V. Sidorov N.N. Jaroşenko V.A. Mechanika gruntov,osnovanija i fundamentî. Moskva 1961.

5.-Bishop A.Henkel D. Opredelenie svoistvo gruntov v trehosnîh ispătanijah. Moscva 1961.

6.-Bliukov I.K. Kurs gheologhii s osnovanii mineralogii,petrografii i gheomorfologhii. Minsk 1970.

7.-Botea E. Geotehnică şi fundaţii vol I.Bucureşti 1959

8.-Brinch Hansen. H.Lundgren.Hauptprobleme der Bodenmechanik. Berlin 1960.

9.-Caquot A. J.Kérisel. Tratat de mecanica pămînturilor.Bucureşti 1968.

10.Cernătescu A. Silion T. Geotehnică şi fundaţii volI E.D.P. 1963.

11.-Childs E.C. The physical basis of soil water phenomena. London 1969.

12.-Costet J. Sanglerat. Cours pratique de mécanique des sols. Paris 1969.

13.-Cotet P. Geomorfologie cu elemente de geologie. E.D.P. Bucureşti 1969.

14.-Davîdocikin A.N. Osnovî gheologhii,mineraloghii i petrografii. Kiev 1966.

53.-Ruhin L.B. Bazele litologiei.Bucureşti 1966.

54.-Scheidegger A.E. Theoretical geomorphology.Berlin Gottingen,Heidelberg 1961.

55.Schultze E. Muhs H. Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten.Berlin,Heidelberg,New York 1967.

56.- de Sitter L.U. Geologie structurală.Bucureşti 1969.

57.-Sokolovschi V.V. Statika sîpucei sredî.Moscva 1954.

58.-Stamatiu M. Mecanica rocilor.Bucureşti 1962.

59.-Stănculescu I. Curs de geotehnică şi fundaţii. Bucureşti 1960.

60.-Steopoe Al. Curs de chimie generală.Bucureşti 1963.

61.-Taylor D. Fundamentals of soil mechanics.New-York London 1954.

62.-Terzaghi K. Peck R. Soil mechanics in engineering practice.New York-London 1948.

63.-Terzaghi K. Teorija mechaniki gruntov.Moscva 1961.

64.-Terzaghi K. From theory to practice in soil mechanics.New York-London 1960.

65.-Tşebotareff G.P. Mehanica gruntov,osnovanija i zemlianîe soorujenija. Moscva 1968.

66.-Tufescu V. Modelarea naturală a reliefului şi eroziunea accelerată.Bucureşti 1966.

67.-Tîtovici N.A. Mecanica pămînturilor.Bucureşti 1955.

68.-Tîtovici N.A. Mehanika gruntov. Moscva 1963.

69.-Tîtovici N.A. Mehanika gruntov. Moscva 1968.

70.-Verdeyen J. Roisin V. Nuyens J. La mécanique des sols.Paris 1968

71.- Landslides and engineering practice. Washington 1958.

C U P R I N S

Pag.

Partea II . Fizica pământurilor şi rocilor stîncoase

D. Proprietăţile mecanice ale pământurilor şi rocile stîncoase

1. Fenomenele ce însoţesc deformaţia pământurilor şi a rocilor stîncoase . . 3

2. Compresibilitatea pământurilor şi a rocilor stîncoase . . . . . .

- compresibilitatea pământurilor . . . 6
- compresibilitatea rocilor stîncoase .. determinate pe epruvete 23
- compresibilitatea pământurilor insitu 27
- compresibilitatea rocilor stîncoase insitu 28

3. Rezistenţa la forfecare a pământurilor şi rocilor stîncoase . . . .

- Rezistenţa la forfecare şi metode utilizate pentru determinarea ei . . . 29
- Rezistenţa la forfecare a pământurilor 42
- Rezistenţa la forfecare a rocilor şi masivelor stîncoase 53

Partea III. Mecanica pământurilor şi rocilor stîncoase

A. Starea de eforturi unitare în pământ

1. Modele mecanice pentru pământuri 55

2. Starea de eforturi unitare în semispaţii ..

- Semispaţiul încărcat cu o sarcină

încărcată 58

- Semispaţiul încărcat cu sarcini distribu-

ite pe o suprafaţă 63

3. Starea de eforturi unitare în semiplan

- Semiplan încărcat cu o sarcină concen-

trată 71

- Semiplan încărcat cu o sarcină distribui-

tă 73

- Starea de eforturi unitare în jurul lu-

crărilor miniere 85

4. Starea de eforturi unitare din greutatea

proprie a rocilor 89

5. Influenţa anizotropiei asupra distribuţiei de

eforturi unitare 93

6. Rezultatele determinării stării de eforturi

unitare pe cale experimentală 98

B. Starea de deformaţie într-un masiv de

pământ .

1. Calculul tasării finale a pământurilor,

aplicare directă a teoriei mediilor liniar

deformabile 99

2. Metode practice de calcul a tasărilor ... 1o6

3. Desfăşurarea tasării în timp. 114

C. Starea de eforturi unitare în condiţiile

echilibrului limită

1. Definirea condiţiei de echilibru limită 12o

2. Impingerea pământului

- soluţiile teoretice exacte 135

- Determinarea împingerii active a pământului în ipoteza unui plan de alunecare (ipoteza lui Coulomb) 139

- Cazuri particulare de împingere a pământului 159

- Impingerea rocilor la lucrări miniere .. 163

- Impingerea pasivă a pământului 164

- Distribuţia împingerii pământului funcţie de deplasarea zidului 17o

3. Alunecarea taluzurilor şi versanţilor

- probleme generale 171

- rezolvarea teoretică a problemei . . . 176

- calculul taluzului pentru o suprafaţă de alunecare dată 178

- Suprafaţă de alunecare plană .. 179

- Suprafeţe de alunecare cilindrice circulare -. 181

- coeficientul de siguranţă . . 2o5

- Acţiunea hidrostatică şi hidrodinamică a apei 2o9

- linie de alunecare sub forma unei spirale logaritmice . . 215

- Taluz din material neomogen ... 217

- alunecarea versanţilor 221

Starea de eforturi unitare
în terenul de fundație.

Tab. III.

Forța concentrată în semispațiu

$\frac{r}{z}$		$\frac{r}{z}$		$\frac{r}{z}$	
0,00	0,4775	0,36	0 3521	1,1	0,0658
0,02	0,4770	0,38	0,3408	1,2	0,0513
0,04	0,4756	0,40	0,3294	1,3	0,0402
0,06	0,4732	0,42	0.3181	1,4	0,0317
0,08	0,4699	0,44	0.3068	1,5	0,0251
0.10	0,4657	0,46	0.2955	1,6	0,0200
0.12	0,4607	0,48	0,2843	1,7	0,0166
0.14	0,4548	0,50	0.2733	1,8	0,0129
0,16	0,4482	0,55	0,2466	1,9	0,0105
0,18	0,4409	0,60	0.2214	2,0	0,0085
0,20	0.4329	0,65	0,1978	2,5	0,0034
0,22	0,4342	0,70	0.1762	3,0	0,0015
0,24	0,4151	0,75	0,1565	3,5	0,0007
0,26	0,4054	0,80	0,1386	4,0	0,0004
0,28	0,3954	0,85	0,1226	4,5	0,0002
0,30	0,3849	0,90	0,1083	5,0	0,0001
0,32	0,3742	0,95	0,0956	5,5	—
0,34	0,3632	1,0	0,0844	6,0	—

Tab. IV.

Forța concentrată în semiplan.

$\frac{y}{z}$		$\frac{y}{z}$		$\frac{y}{z}$	
0,0	0,638	0,9	0,191	1,8	0,036
0,1	0,630	1,0	0,151	1,9	0,031
0,2	0,590	1,1	0,129	2,0	0,027
0,3	0,532	1,2	0,105	2,5	0,011
0,4	0,470	1,3	0 088	3,0	0,006
0,5	0,402	1,4	0 069	4,0	0,002
0,6	0,340	1,5	0 060	5,0	0,0007
0,7	0,285	1,6	0,050		
0,8	0,236	1,7	0,042		

VALORILE α_0

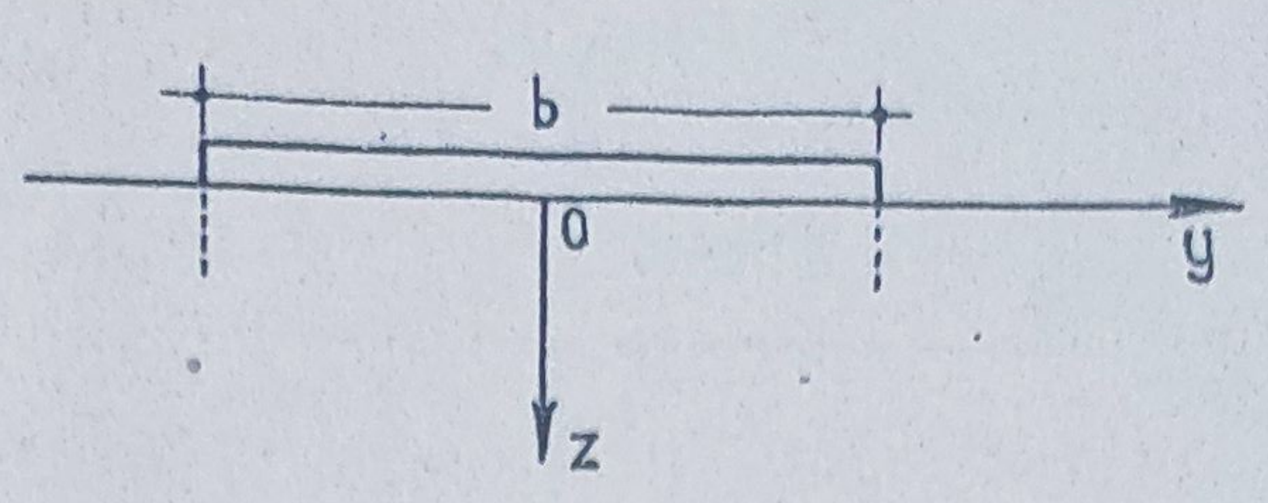
Tab. V

$\beta=\frac{a}{b}$	1	1.5	2.0	3	6	10	20	∞
0.25	0.898	0.904	0.908	0.912	0.934	0.940	0.960	0.960
0.50	0.696	0.716	0.734	0.762	0.789	0.792	0.820	0.820
1.00	0.336	0.428	0.470	0.500	0.518	0.522	0.549	0.550
1.50	0.194	0.257	0.288	0.348	0.360	0.373	0.397	0.400
2.00	0.114	0.157	0.188	0.240	0.268	0.279	0.308	0.310
3.00	0.058	0.076	0.108	0.147	0.180	0.188	0.209	0.210
5.00	0.068	0.025	0.040	0.076	0.096	0.106	0.129	0.130

VALORILE α_c

Tab VI

α/β	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2486	0.2489	0.2490	0.2491	0.2491	0.2491	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2401	0.2420	0.2429	0.2434	0.2437	0.2439	0.2440	0.2441	0.2443	0.2442	0.2442	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
0.6	0.2229	0.2275	0.2300	0.2315	0.2324	0.2329	0.2333	0.2335	0.2337	0.2338	0.2339	0.2341	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342
1.0	0.1752	0.1851	0.1911	0.1955	0.1981	0.1999	0.2012	0.2020	0.2026	0.2031	0.2034	0.2042	0.2044	0.2045	0.2046	0.2046
1.4	0.1308	0.1423	0.1508	0.1569	0.1613	0.1644	0.1667	0.1685	0.1696	0.1705	0.1712	0.1730	0.1735	0.1738	0.1739	0.1740
2.0	0.0840	0.0947	0.1034	0.1013	0.1158	0.1202	0.1236	0.1263	0.1284	0.1300	0.1314	0.1350	0.1363	0.1368	0.1372	0.1374
2.4	0.0642	0.0734	0.0813	0.0879	0.0934	0.0979	0.1016	0.1047	0.1071	0.1092	0.1108	0.1156	0.1175	0.1184	0.1190	0.1192
3.0	0.0447	0.0519	0.0583	0.0640	0.0690	0.0732	0.0769	0.0801	0.0828	0.0851	0.0870	0.0931	0.0959	0.0973	0.0983	0.0987
3.4	0.0361	0.0421	0.0477	0.0527	0.0571	0.0611	0.0646	0.0677	0.0704	0.0727	0.0747	0.0814	0.0847	0.0864	0.0877	0.0882
4.0	0.0270	0.0318	0.0362	0.0403	0.0441	0.0474	0.0507	0.0535	0.0560	0.0588	0.0603	0.0674	0.0712	0.0733	0.0752	0.0758
4.4	0.0227	0.0268	0.0306	0.0343	0.0376	0.0407	0.0436	0.0462	0.0485	0.0507	0.0527	0.0597	0.0639	0.0662	0.0684	0.0692
5.0	0.0179	0.0212	0.0243	0.0274	0.0302	0.0328	0.0358	0.0376	0.0397	0.0417	0.0435	0.0504	0.0547	0.0573	0.0599	0.0610
6.0	0.0127	0.0151	0.0174	0.0196	0.0218	0.0238	0.0257	0.0276	0.0293	0.0310	0.0325	0.0388	0.0431	0.0460	0.0491	0.0506
7.0	0.0094	0.0112	0.0130	0.0147	0.0164	0.0180	0.0195	0.0210	0.0224	0.0238	0.0251	0.0306	0.0346	0.0376	0.0411	0.0428
8.0	0.0073	0.0087	0.0101	0.0114	0.0127	0.0140	0.0153	0.0165	0.0176	0.0187	0.0198	0.0246	0.0283	0.0311	0.0343	0.0367
9.0	0.0058	0.0069	0.080	0.0091	0.0102	0.0112	0.0112	0.0132	0.0142	0.0152	0.0161	0.0202	0.0235	0.0262	0.0298	0.0310
10.0	0.0047	0.0056	0.065	0.0074	0.0083	0.0092	0.0100	0.0109	0.0117	0.0125	0.0132	0.0167	0.0198	0.0222	0.0253	0.0280



Tab. VII.

σ_z

z/b \ y/b	0,0	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,90	0,50	0,02	0,00	0,00
0,50	0,82	0,74	0,48	0,08	0,02	0,00
0,75	0,67	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1,00	0,55	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,20	0,10	0,04
1,50	0,40	0,38	0,33	0,21	0,11	0,08
1,75	0,35	0,34	0,30	0,21	0,13	0,07
2,00	0,31	0,31	0,28	0,20	0,13	0,08
3,00	0,21	0,21	0,20	0,17	0,13	0,10
4,00	0,16	0,16	0,15	0,14	0,12	0,10
5,00	0,13	0,13	0,10	0,12	0,11	0,09
6,00	0,11	0,10	0,10	0,10	0,10	0,09

Tab. VIII.

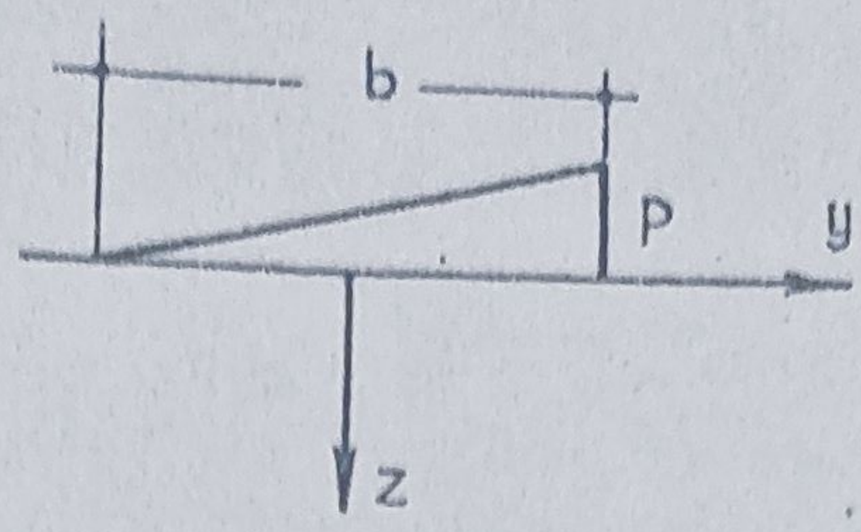
σ_y

z/b \ y/b	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00
0,25	0,45	0,39	0,35	0,17	0,07	0,04
0,50	0,18	0,19	0,13	0,21	0,12	0,07
0,75	0,08	0,10	0,14	0,22	0,14	0,10
1,00	0,04	0,05	0,09	0,15	0,14	0,13
1,25	0,02	0,03	0,06	0,11	0,12	0,11
1,50	0,01	0,02	0,04	0,08	0,10	0,10
1,75	—	0,01	0,03	0,08	0,09	0,09
2,00	—	—	0,02	0,05	0,07	0,08
4,00	—	—	—	0,01	0,02	0,03

Tab. IX

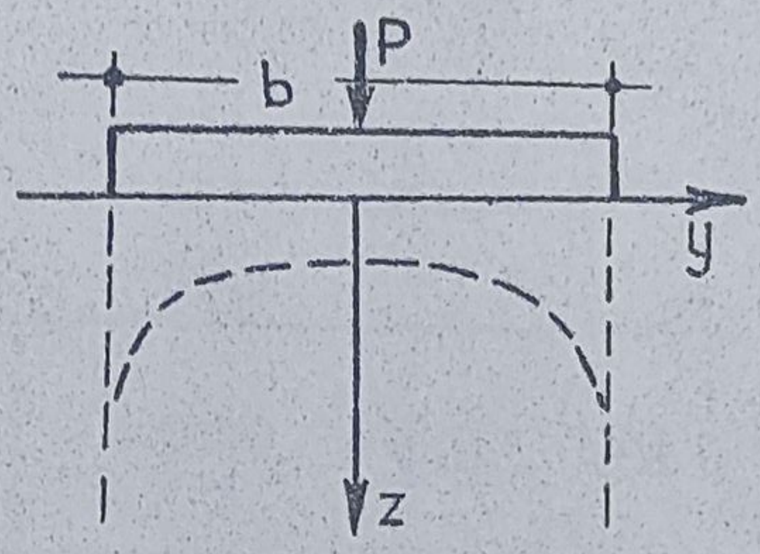
τ

z/b \ y/b	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	0,00	0,00	0,32	0,00	0,00	0,00
0,25	0,00	0,13	0,30	0,05	0,01	0,00
0,50	—	0,16	0,26	0,13	0,04	0,02
0,75	—	0,13	0,20	0,16	0,07	0,04
1,00	—	0,10	0,16	0,16	0,10	0,05
1,50	—	0,06	0,10	0,13	0,10	0,07
2,00	—	0,03	0,06	0,10	0,10	0,08
4,00	—	0,01	0,02	0,03	0,05	0,05



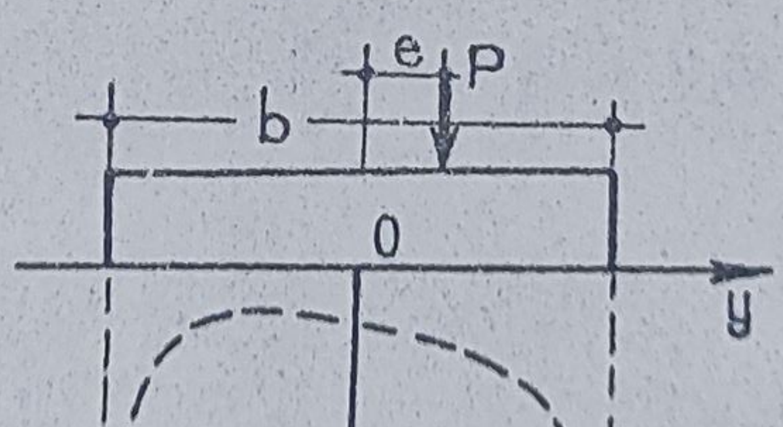
Tab. X.

z/b \ y/b	−2,0	−1,5	−1,0	−0,50	−0,25	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0.00	—	—	—	—	0,25	0,50	0,75	0.50	—	—	—
0.25	—	—	—	0.08	0,26	0,48	0,64	0,42	0,02	—	—
0.50	—	—	0.02	0.13	0.26	0,41	0,48	0,35	0.06	0.02	0,01.
0.75	0.01	0.02	0.04	0.15	0,25	0.34	0.36	0,29	0,11	0,02	0,01
1.00	0.01	0.03	0.06	0.16	0.22	0,28	0,28	0,24	0.13	0.05	0,01
1.50	0.02	0.05	0.10	0,15	0,18	0,20	0,20	0,19	0,12	0.06	0,04
2.00	0.03	0.06	0.09	0,13	0 15	0,16	0,16	0,15	0.11	0,07	0,05
3.00	0.05	0.06	0,08	0,10	0 10	0 10	0,11	0,10	0,09	0,07	0,05
5.00	0.05	0.05	0,08	0,06	0 06	0 06	0,06	0,07	0,06	0,05	0,06



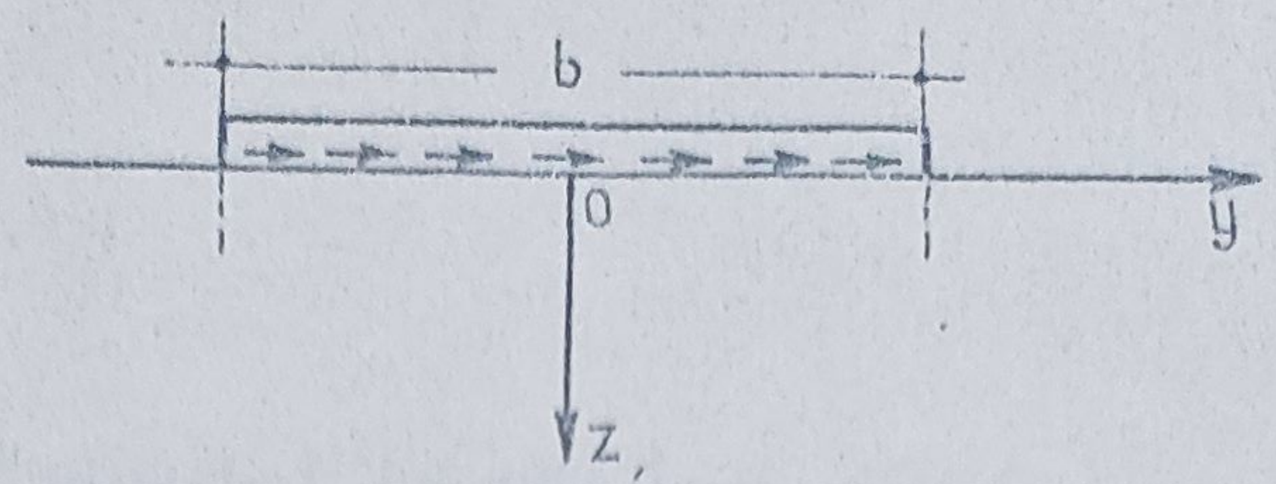
Tab. XIV.

y/b	−0,5	−0,4	−0,3	−0,2	−0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
P	∞	1,06	0,796	0,695	0,650	0,640	0,650	0,695	0,796	1,06	∞



Tab. XV.

e/b \ y/b	−0,5	−0,4	−0,3	−0,2	−0,1	0,00	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0	∞	1,06	0,80	0,70	0,65	0,64	0,65	0,70	1,80	1,06	∞
1/6	∞	0,50	0,48	0,51	0,56	0,64	0,74	0,88	1,11	1,63	∞
1/4	0,00	0,21	0,32	0,41	0,52	0,64	0,78	0,97	1,37	1,91	∞
3/8	−∞	−0,15	0,08	0,28	0,46	0,64	0,85	1,11	1,61	2,33	∞



σ_z Tab. XI

z/b \ y/b	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	0.00	0,00	0,32	0,00	0,00	0,00
0,25	0,00	0,13	0,30	0.05	0,01	0,00
0,50	—	0,16	0,26	0,13	0,04	0,02
0,75	—	0,13	0,20	0,16	0,07	0,04
1,00	—	0,10	0,16	0,16	0,10	0,05
1,50	—	0,06	0,10	0,13	0,10	0,07
2,00	—	0,03	0,06	0,10	0,10	0,08
4,00	—	0,01	0,02	0,03	0,05	0,05

σ_y Tab. XII

z/b \ y/b	0,00	0,50	1,00	2,00
0,00	0 00	0, 50	0,70	0 32
0,25	—	0, 60	0, 57	0 32
0,50	—	0, 26	0, 39	0, 29
0,75	—	0, 12	0,24	0, 25
1,00	—	0,06	0, 15	0, 20
1, 50	—	0, 02	0,06	0, 14
2, 00	—	0, 01	0,03	0, 08
3,00	—	—	0,01	0, 04
6,00	—	—	—	0,02

τ_0 Tab. XIII.

z/b \ y/b	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00
0,25	0,45	0,39	0, 35	0, 17	0, 07	0, 04
0,50	0, 18	0, 19	0, 13	0, 21	0, 12	0, 07
0, 75	0, 08	0, 10	0, 14	0, 22	0, 14	0, 10
1, 00	0, 04	0, 05	0, 09	0, 15	0, 14	0, 13
1, 25	0, 02	0, 03	0, 06	0, 11	0, 12	0, 11
1, 50	0, 01	0, 02	0, 04	0, 08	0, 10	0, 10
1, 75	—	0, 01	0, 03	0, 06	0, 09	0, 09
2, 00	—	—	0, 02	0, 05	0, 07	0, 08
4, 00	—	—	—	0, 01	0, 02	0, 02

Calculul tasărilor

$$s = \frac{p \cdot b \cdot \omega (1 - \nu^2)}{E}$$

Valoarea coeficientului ω

Tab. XVI

Forma suprafeței încărcate	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
Cerc*	0,64	1,00	0,85	0,79
Pătrat* $\alpha = \frac{l}{b} = 1$ . .		1,12	0,95	0,88
Dreptunghiuri:				
$\alpha = 1,5$*		1,36	1,15	1,08
$\alpha = 2$*		1,53	1,30	1,22
$\alpha = 3$*		1,78	1,53	1,44
$\alpha = 4$	Pentru dreptunghiuri și pentru pătrat	1,96	1,70	1,61
$\alpha = 5$*		2,10	1,83	1,72
$\alpha = 6$		2,23	1,96	—
$\alpha = 7$		2,33	2,04	—
$\alpha = 8$		2,42	2,12	—
$\alpha = 9$		2,49	2,19	—
$\alpha = 10$*	$\omega_c = \frac{1}{2}\omega_0$	2,53	2,25	2,12
$\alpha = 20$		2,95	2,64	—
$\alpha = 30$		3,23	2,88	—
$\alpha = 40$		3,42	3,07	—
$\alpha = 50$		3,54	3,22	—
$\alpha = 100$*		4,00	3,69	—

Observație. Valorile ω_0 și ω_m pentru cerc și dreptunghiuri, notate în tabelă cu stelută, sînt date pe baza materialului de calcul al lui Schleicher, celelalte sînt stabilite de noi.

Valoarea lui $A\omega$ pentru calculul grosimii stratului de pămînt echivalent pentru fundații cu formă circulară a tălpii.

Numirea pămîntului		Coeficient de dilatare laterală μ	$A\omega_c$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$
Nisipuri		0,20	0,68	1,07	0,91	0,84
	Prafuri nisipoase	0,25	0,72	1,13	0,96	0,88
Argile prăfoase		0,30	0,78	1 23	1,04	0,98
	Argile	0,35	0,90	1,41	1,20	1,11
		0,40	1,15	1,80	1,53	1,41

$S = \frac{A$

Calculul tasărilor

$$s = \frac{p \cdot b \cdot \omega (1 - \nu^2)}{E}$$

Valoarea coeficientului ω

Tab. XVI

Forma suprafeței încărcate	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
Cerc*	0,64	1,00	0,85	0,79
Pătrat* $\alpha = \frac{l}{b} = 1$ . .		1,12	0,95	0,88
Dreptunghiuri:				
$\alpha = 1,5$*	Pentru dreptunghiuri și pentru pătrat	1,36	1,15	1,08
$\alpha = 2$*		1,53	1,30	1,22
$\alpha = 3$*		1,78	1,53	1,44
$\alpha = 4$		1,96	1,70	1,61
$\alpha = 5$*		2,10	1,83	1,72
$\alpha = 6$		2,23	1,96	—
$\alpha = 7$		2,33	2,04	—
$\alpha = 8$		2,42	2,12	—
$\alpha = 9$		2,49	2,19	—
$\alpha = 10$*	$\omega_c = \frac{1}{2}\omega_0$	2,53	2,25	2,12
$\alpha = 20$		2,95	2,64	—
$\alpha = 30$		3,23	2,88	—
$\alpha = 40$		3,42	3,07	—
$\alpha = 50$		3,54	3,22	—
$\alpha = 100$*		4,00	3,69	—

Observație. Valorile ω_0 și ω_m pentru cerc și dreptunghiuri, notate în tabelă cu stelută, sînt date pe baza materialului de calcul al lui Schleicher, celelalte sînt stabilite de noi.

Valoarea lui $A\omega$ pentru calculul grosimii stratului de pămînt echivalent pentru fundații cu formă circulară a tălpii.

Numirea pămîntului		Coeficient de dilatare laterală μ	$A\omega_c$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$
Nisipuri		0,20	0,68	1,07	0,91	0,84
	Prafuri nisipoase	0,25	0,72	1,13	0,96	0,88
Argile prăfoase		0,30	0,76	1 23	1,04	0,98
	Argile	0,35	0,90	1,41	1,20	1,11
		0,40	1,15	1,80	1,53	1,41

$$S = \frac{A\omega bp}{M}$$

Calculul tasărilor
Metoda stratului echivalent

$$S = \frac{A\omega bp}{M}$$

Valoarea coeficientului stratului echivalent $A\omega$ — Tab. XVII

Raportul laturilor α	Grohotiș și pietriș			Nisipuri			Argile prăfoase plastice			Argile grase foarte plastice		
	Argile grase și argile prăfoase						Prafuri nisipoase			Argile plastice		
	$\mu = 0{,}10$			$\mu = 0{,}20$			$\mu = 0{,}25$			$\mu = 0{,}30$			$\mu = 0{,}35$			$\mu = 0{,}40$		
1	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6	2,25	1,98		2,37	2,09		2,50	2,21		2,72	2,41		3,14	2,76		4,00	3,53	
7	2,35	2,06		2,47	2,18		2,61	2,31		2,84	2,51		3,26	2,87		4,18	3,67	
8	2,43	2,14		2,56	2,26		2,70	2,40		2,94	2,61		3,38	2,98		4,32	3,82	
9	2,51	2,21		2,64	2,34		2,79	2,47		3,03	2,69		3,49	3,08		4,46	3,92	
10 și mai mult	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82
Coeficient	$A\omega_0$ *)	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$

*) Valorile lui $A\omega_0$ sînt recalculate.

VALORILE K PENTRU $\mu = 0.3$

METODA MEDIILOR LINIAR DEFORMABILE IN LIMITA ZONEI ACTIVE

Tab. XVIII

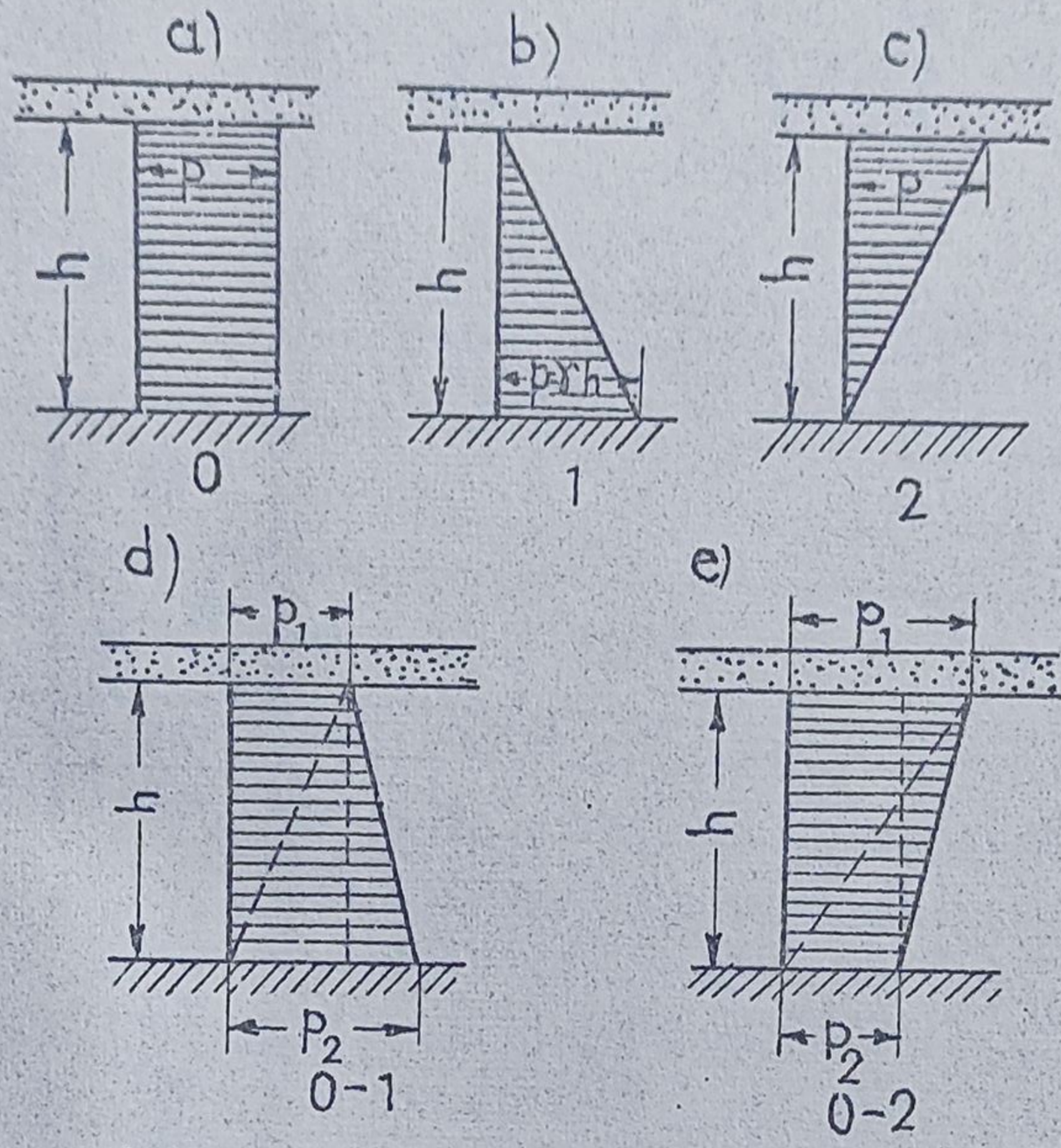
$\beta = \frac{z}{b_1}$	$b_1 = R$	$\alpha = 1$	$\alpha = 1.5$	$\alpha = 2$	$\alpha = 3$	$\alpha = 5$	$\alpha = \infty$
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.045	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.052
0.4	0.090	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.104
0.6	0.135	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.156
0.8	0.179	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.208
1.0	0.233	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.260
1.2	0.266	0.299	0.300	0.300	0.300	0.300	0.311
1.4	0.308	0.342	0.349	0.349	0.349	0.349	0.362
1.6	0.348	0.381	0.395	0.397	0.397	0.397	0.412
1.8	0.382	0.415	0.437	0.442	0.442	0.442	0.462
2.0	0.411	0.446	0.476	0.484	0.484	0.484	0.511
2.2	0.437	0.474	0.511	0.524	0.525	0.525	0.560
2.4	0.461	0.499	0.543	0.561	0.566	0.566	0.605
2.6	0.482	0.522	0.573	0.595	0.604	0.604	0.648
2.8	0.501	0.542	0.601	0.626	0.640	0.640	0.687
3.0	0.517	0.560	0.625	0.655	0.674	0.674	0.726
3.2	0.532	0.577	0.647	0.682	0.706	0.708	0.763
3.4	0.546	0.592	0.668	0.707	0.736	0.741	0.798
3.6	0.558	0.606	0.688	0.730	0.764	0.772	0.831
3.8	0.569	0.618	0.706	0.752	0.791	0.808	0.862
4.0	0.579	0.630	0.722	0.773	0.816	0.830	0.889
4.2	0.588	0.641	0.737	0.791	0.839	0.853	0.921
4.4	0.596	0.651	0.751	0.809	0.861	0.888	0.949
4.6	0.604	0.660	0.764	0.824	0.888	0.908	0.976
4.8	0.611	0.668	0.776	0.841	0.902	0.932	1.001
5.0	0.618	0.676	0.787	0.855	0.921	0.955	1.025
5.2	0.624	0.683	0.798	0.868	0.939	0.977	1.050
5.4	0.630	0.690	0.808	0.881	0.955	0.998	1.073
5.6	0.635	0.697	0.818	0.893	0.971	1.018	1.095
5.8	0.640	0.703	0.827	0.904	0.989	1.038	1.117
6.0	0645	0.709	0.836	0.913	1.000	1.057	1.138

Tab. XIX

Consolidarea pămînturilor

$$N_{01} = N_0 + (N_1 - N_0) I$$

$$N_{02} = N_2 + (N_0 - N_2) I$$



$$\vartheta = \frac{p_1}{p_2}$$

Valorile lui Q și N pentru calculul tasărilor pămîntului în funcție de timp.

$Q = \frac{St}{s}$	Mărimea N			$Q = \frac{St}{s}$	Mărimea N		
	cazul 0	cazul 1	cazul 2		cazul 0	cazul 1	cazul 2
0,05	0,005	0,06	0,002	0.55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0.60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,80	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,24	1,00	∞	∞	∞

Valorile lui J si J'

Cazul 0–1	ν = 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	J = 1,00	0,84	0,69	0,56	0,46	0,36	0,27	0,19	0,12	0,06	0,0
Cazul 0–2	ν = 1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0
	J' = 1,00	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50	0,45	0,42	0,39	0,34	0,30
	ν = 8,0	9,0	10,0	12,0	15,0	20,0					
	J' = 0,27	0,25	0,23	0,20	0,17	0,13					

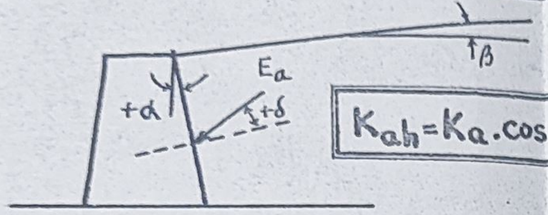
Tab. $\overline{X}X$

K_{ah} activă

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\left[\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

α	φ	40						
	β \ δ	0	20	-20	-10	0	10	20
20	20	595	0,547	0,555	0,488	0,454	0,416	0,380
	10	483	0,435	0,498	0,440	0,396	0,359	0,324
	0	414	0,367	0,454	0,396	0,353	0,316	0,283
	-10	362	0,317	0,416	0,359	0,316	0,281	0,250
	-20	317	0,275	0,380	0,324	0,283	0,250	0,220
10	20	502	0,468	0,426	0,385	0,355	0,329	0,306
	10	413	0,378	0,385	0,344	0,313	0,288	0,265
	0	361	0,326	0,355	0,313	0,283	0,259	0,237
	-10	321	0,288	0,329	0,288	0,259	0,235	0,213
	-20	288	0,256	0,306	0,265	0,237	0,213	0,193
0	20	413	0,389	0,315	0,287	0,267	0,250	0,235
	10	364	0,321	0,287	0,258	0,238	0,221	0,207
	0	324	0,279	0,267	0,238	0,217	0,201	0,187
	-10	295	0,251	0,250	0,221	0,201	0,186	0,172
	-20	271	0,227	0,235	0,207	0,187	0,172	0,159
-10	20	327	0,311	0,219	0,200	0,187	0,177	0,169
	10	285	0,258	0,200	0,181	0,169	0,159	0,150
	0	265	0,228	0,187	0,169	0,156	0,146	0,138
	-10	254	0,208	0,177	0,159	0,146	0,137	0,128
	-20	248	0,191	0,169	0,150	0,138	0,128	0,121
-20	20	254	0,233	0,135	0,124	0,117	0,112	0,108
	10	246	0,195	0,124	0,114	0,107	0,101	0,097
	0	245	0,174	0,117	0,107	0,100	0,095	0,090
	-10	251	0,160	0,112	0,101	0,096	0,090	0,085
	-20	260	0,150	0,108	0,097	0,090	0,085	0,081

K_{ah} — Impingerea activă

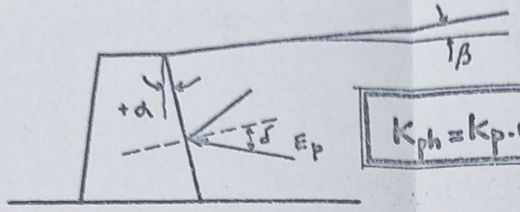


$$K_{ah} = K_a \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cos(\alpha+\delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

α	φ	0					10					20					30					40				
	β \ δ	-20	-10	0	10	20	-20	-10	0	10	20	-20	-10	0	10	20	-20	-10	0	10	20	-20	-10	0	10	20
20	20	–	–	1,000	–	–	–	1,100	–	–	–	1,132	1,132	1,132	1,132	1,132	0,798	0,708	0,646	0,595	0,547	0,555	0,488	0,454	0,416	0,380
	10	–	–	1,000	–	–	–	1,100	–	–	–	1,132	0,818	0,721	0,651	0,590	0,708	0,605	0,537	0,483	0,435	0,498	0,440	0,396	0,359	0,324
	0	–	–	1,000	–	–	–	1,100	0,783	0,683	–	1,132	0,721	0,609	0,532	0,470	0,646	0,537	0,468	0,414	0,367	0,454	0,396	0,353	0,316	0,283
	-10	–	–	1,000	–	–	–	1,100	0,683	0,565	–	1,132	0,651	0,532	0,455	0,394	0,595	0,483	0,414	0,362	0,317	0,416	0,359	0,316	0,281	0,250
	-20	–	–	1,000	–	–	–	1,100	0,605	0,482	–	1,132	0,590	0,470	0,394	0,335	0,547	0,435	0,367	0,317	0,275	0,380	0,324	0,283	0,250	0,220
10	20	–	–	1,000	–	–	–	1,030	–	–	–	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,661	0,588	0,539	0,502	0,468	0,426	0,385	0,355	0,329	0,306
	10	–	–	1,000	–	–	–	1,030	–	–	–	1,000	0,726	0,644	0,588	0,541	0,588	0,505	0,454	0,413	0,378	0,385	0,344	0,313	0,288	0,265
	0	–	–	1,000	–	–	–	1,030	0,745	0,655	–	1,000	0,644	0,551	0,489	0,440	0,539	0,454	0,402	0,361	0,326	0,355	0,313	0,283	0,259	0,237
	-10	–	–	1,000	–	–	–	1,030	0,655	0,554	–	1,000	0,588	0,489	0,426	0,377	0,502	0,413	0,361	0,321	0,288	0,329	0,288	0,259	0,235	0,213
	-20	–	–	1,000	–	–	–	1,030	0,592	0,485	–	1,000	0,541	0,440	0,377	0,300	0,468	0,378	0,326	0,288	0,256	0,306	0,265	0,237	0,213	0,193
0	20	–	–	1,000	–	–	–	0,970	–	–	–	0,883	0,883	0,883	0,883	0,883	0,532	0,477	0,441	0,413	0,389	0,315	0,287	0,267	0,250	0,235
	10	–	–	1,000	–	–	–	0,970	–	–	–	0,883	0,638	0,569	0,523	0,486	0,477	0,413	0,374	0,344	0,321	0,287	0,258	0,238	0,221	0,207
	0	–	–	1,000	–	–	–	0,970	0,702	0,626	–	0,883	0,569	0,490	0,440	0,401	0,441	0,374	0,333	0,304	0,279	0,267	0,238	0,217	0,201	0,187
	-10	–	–	1,000	–	–	–	0,970	0,626	0,535	–	0,883	0,523	0,440	0,388	0,350	0,413	0,344	0,304	0,275	0,251	0,250	0,221	0,201	0,186	0,172
	-20	–	–	1,000	–	–	–	0,970	0,561	0,476	–	0,883	0,486	0,401	0,350	0,311	0,389	0,321	0,279	0,251	0,227	0,235	0,207	0,187	0,172	0,159
-10	20	–	–	1,000	–	–	–	0,917	–	–	–	0,773	0,773	0,773	0,773	0,773	0,421	0,375	0,348	0,327	0,311	0,219	0,200	0,187	0,177	0,169
	10	–	–	1,000	–	–	–	0,912	–	–	–	0,773	0,551	0,492	0,455	0,426	0,375	0,325	0,296	0,275	0,258	0,200	0,181	0,169	0,159	0,150
	0	–	–	1,000	–	–	–	0,912	0,660	0,589	–	0,773	0,492	0,426	0,385	0,355	0,348	0,296	0,266	0,245	0,228	0,187	0,169	0,156	0,146	0,138
	-10	–	–	1,000	–	–	–	0,912	0,589	0,507	–	0,773	0,455	0,385	0,344	0,313	0,327	0,275	0,245	0,224	0,208	0,177	0,159	0,146	0,137	0,128
	-20	–	–	1,000	–	–	–	0,912	0,543	0,456	–	0,773	0,426	0,355	0,313	0,283	0,311	0,258	0,228	0,208	0,191	0,169	0,150	0,138	0,128	0,121
-20	20	–	–	1,000	–	–	–	0,850	–	–	–	0,665	0,665	0,665	0,665	0,665	0,312	0,277	0,258	0,244	0,233	0,135	0,124	0,117	0,112	0,108
	10	–	–	1,000	–	–	–	0,850	–	–	–	0,665	0,456	0,412	0,382	0,360	0,277	0,240	0,220	0,206	0,195	0,124	0,114	0,107	0,101	0,097
	0	–	–	1,000	–	–	–	0,850	0,605	0,531	–	0,665	0,412	0,357	0,325	0,302	0,258	0,220	0,199	0,185	0,174	0,117	0,107	0,100	0,095	0,090
	-10	–	–	1,000	–	–	–	0,850	0,540	0,468	–	0,665	0,382	0,325	0,292	0,269	0,244	0,206	0,185	0,171	0,160	0,112	0,101	0,096	0,090	0,085
	-20	–	–	1,000	–	–	–	0,850	0,509	0,424	–	0,665	0,360	0,302	0,269	0,246	0,233	0,195	0,174	0,160	0,150	0,108	0,097	0,090	0,085	0,081

K_{ph} — Impingerea pasivă



$$K_{ph} = k_p \cdot \cos(\alpha - \delta)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi+\alpha)}{\cos^2\alpha\cos[\alpha-\delta]\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta)}{\cos(\alpha-\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

α	φ	0					10					20					30					40				
	β \ δ	20	10	0	-10	-20	20	10	0	-10	-20	20	10	0	-10	-20	20	10	0	-10	-20	20	10	0	-10	-20
20	20	–	–	1,000	–	–	–	2,520	1,755	0,850	–	5,208	3,616	2,492	1,618	0,665	8,545	5,453	3,578	2,310	1,375	15,762	8,307	5,338	3,300	1,981
	10	–	–	1,000	–	–	–	2,000	1,525	0,850	–	3,616	2,742	2,045	1,434	0,665	5,453	3,880	2,773	1,970	1,235	8,307	5,340	3,870	2,603	1,679
	0	–	–	1,000	–	–	–	1,520	1,285	0,850	–	2,492	2,045	1,643	1,248	0,665	3,578	2,773	2,137	1,595	1,098	5,333	3,870	2,837	2,050	1,414
	-10	–	–	1,000	–	–	–	–	–	0,850	–	1,618	1,434	1,248	1,040	0,665	2,310	1,930	1,595	1,278	0,952	3,300	2,603	2,050	1,585	1,168
	-20	–	–	1,000	–	–	–	–	–	0,850	–	0,665	0,665	0,665	0,665	0,665	1,375	1,235	1,098	0,952	0,782	1,931	1,679	1,414	1,168	0,924
10	20	–	–	1,000	–	–	–	2,700	1,860	0,912	–	6,415	4,208	2,810	1,816	0,773	12,254	7,052	4,381	2,763	1,653	29,291	13,252	7,251	4,266	2,526
	10	–	–	1,000	–	–	–	2,110	1,615	0,912	–	4,208	3,093	2,272	1,597	0,773	7,052	4,742	3,292	2,269	1,472	13,252	7,780	4,966	3,258	2,104
	0	–	–	1,000	–	–	–	1,610	1,345	0,912	–	2,816	2,272	1,815	1,387	0,773	4,381	3,292	2,496	1,861	1,305	7,251	4,966	3,534	2,526	1,757
	-10	–	–	1,000	–	–	–	–	–	0,912	–	1,816	1,597	1,387	1,164	0,773	2,763	2,269	1,861	1,496	1,136	4,266	3,258	2,526	1,946	1,452
	-20	–	–	1,000	–	–	–	–	–	0,912	–	0,773	0,773	0,773	0,773	0,773	1,653	1,472	1,305	1,136	0,946	2,526	2,104	1,757	1,452	1,164
0	20	–	–	1,000	–	–	–	2980	2,000	0,970	–	8,849	5,275	3,311	2,073	0,883	21,931	10,242	5,736	3,426	2,003	95461	24,967	11,063	5,876	3,312
	10	–	–	1,000	–	–	–	2,280	1,705	0,970	–	5,235	3,644	2,594	1,799	0,883	10,242	6,221	4,081	2,731	1,760	24,967	11,895	6,839	4,249	2,680
	0	–	–	1,000	–	–	–	1,710	1,425	0,970	–	3,311	2,594	2,040	1,551	0,883	5,736	4,081	3,000	2,203	1,548	11,063	6,839	4,599	3,193	2,200
	-10	–	–	1,000	–	–	–	–	–	0,970	–	2,073	1,799	1,551	1,301	0,883	3,426	2,731	2,203	1,760	1,345	5,876	4,249	3,193	2,421	1,805
	-20	–	–	1,000	–	–	–	–	–	0,970	–	0,883	0,883	0,883	0,883	0,883	2,003	1,760	1,548	1,345	1,128	3,312	2,680	2,200	1,805	1,451
-10	20	–	–	1,000	–	–	–	3,760	2,275	1,030	–	15,047	7,242	4,125	2,435	1,000	68,252	18,458	8,366	4,496	2,488	∞	32,022	20,973	9,978	4,585
	10	–	–	1,000	–	–	–	2,540	1,850	1,030	–	7,242	4,568	3,077	2,065	1,000	18,458	9,124	5,398	3,414	2,137	32,022	22,645	10,569	5,915	3,553
	0	–	–	1,000	–	–	–	1,825	1,520	1,030	–	4,125	3,077	2,347	1,757	1,000	8,366	5,398	3,757	2,675	1,854	20,973	10,569	6,415	4,208	2,816
	-10	–	–	1,000	–	–	–	–	–	1,030	–	2,435	2,065	1,757	1,465	1,000	4,496	3,414	2,675	2,103	1,600	9,014	5,915	4,208	3,093	2,272
	-20	–	–	1,000	–	–	–	–	–	1,030	–	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,488	2,137	1,854	1,600	1,341	4,585	3,533	2,816	2,272	1,845
-20	20	–	–	1,000	–	–	–	5,190	2,580	1,100	–	43,801	12,263	5,658	2,992	1,133	→ ∞	57,257	14,999	6,511	3,227	∞	∞	68,756	17,019	6,995
	10	–	–	1,000	–	–	–	3,000	2,070	1,100	–	12,263	6,338	3,860	2,444	1,133	57,257	16,526	7,954	4,530	2,673	∞	74,961	20,273	9,194	4,938
	0	–	–	1,000	–	–	–	2,010	1,655	1,100	–	5,658	3,860	2,800	2,031	1,133	14,999	7,954	5,017	3,379	2,267	68,765	20,273	10,021	5,929	3,750
	-10	–	–	1,000	–	–	–	–	–	1,100	–	2,992	2,444	2,031	1,169	1,133	6,511	4,530	3,379	2,578	1,930	17,019	9,194	5,929	4,126	2,938
	-20	–	–	1,000	–	–	–	–	–	1,100	–	1,133	1,133	1,133	1,133	1,133	3,227	2,673	2,267	1,930	1,608	6,995	4,938	3,750	2,938	2,310

Tab XXII

Valoarea coeficienților A și B pentru calculul stabilității taluzelor

Panta taluzului	Suprafața de alunecare trece prin piciorul taluzului		Suprafața de alunecare trece pe sub piciorul taluzului și are cotangenta orizontală la adîncimea de							
			$e=\frac{1}{4}h$		$e=\frac{1}{2}h$		$e=h$		$e=1\frac{1}{2}h$	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1 : 1	2,34	5,79	2,56	6,10	3,17	5,92	4,32	5,80	5,78	5,75
1 : 1¼	2,64	6,05	2,66	6,32	3,24	6,02	4,43	5,86	5,86	5,80
1 : 1½	2,64	6,50	2,80	6,53	3,32	6,13	4,54	5,93	5,94	5,85
1 : 1¾	2,87	6,58	2,93	6,72	3,41	6,26	4,66	6,00	6,02	5,90
1 : 2	3,23	6,70	3,10	6,87	3,53	6,40	4,78	6,08	6,10	5,95
1 : 2¼	3,19	7,27	3,26	7,23	3,66	6,56	4,90	6,16	6,18	5,98
1 : 2½	3,53	7,30	3,46	7,62	3,82	6,74	5,03	6,26	6,26	6,02
1 : 2¾	3,59	8,02	3,68	8,00	4,02	6,95	5,17	6,36	6,34	6,05
1 : 3	3,59	8,81	3,93	8,40	4,24	7,20	5,31	6,47	6,44	6,09